



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI
FEDERICO II

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale

Dottorato di Ricerca in

“INGEGNERIA DELLE COSTRUZIONI”

XXVII CICLO

La stazione San Pasquale della metropolitana di Napoli.

Costruzione, monitoraggio ed analisi dei comportamenti osservati.

Silvia Autuori

Napoli, 2016

Relatori:

Prof. Gianpiero Russo

Prof. Marco Valerio Nicotera

Coordinatore:

Prof. Luciano Rosati

Indice

Introduzione.....	I-2
--------------------------	------------

I. Comportamento di grandi scavi.....	I-3
--	------------

I.1	Introduzione	I-3
I.2	Fattori che influenzano gli spostamenti indotti da scavi.....	I-4
I.3	Metodi per la stima degli spostamenti indotti da scavi.....	I-5
I.3.1	Metodi empirici	I-5
I.3.2	Metodi semi-empirici	I-12
I.3.3	Metodi numerici	I-13
	Bibliografia	I-17

La stazione San Pasquale, opera e terreni.....	I-18
---	-------------

I.4	Introduzione	I-18
I.5	Descrizione delle opere.....	I-19
I.5.1	Linea 6	I-19
I.5.2	La stazione San Pasquale.....	I-22
I.6	Caratterizzazione geotecnica	I-28
I.6.1	Inquadramento geologico e geomorfologico	I-28
I.6.2	Campagne di indagine	I-29
I.6.3	Interpretazione dei risultati delle indagini	I-37
I.6.3.1	Peso dell'unità di volume dei terreni	I-41
I.6.3.2	Caratteristiche idrauliche	I-41
I.6.3.3	Caratteristiche meccaniche	I-42
I.6.3.4	Caratteristiche di deformabilità.....	I-48
I.6.3.5	Coefficiente di spinta orizzontale a riposo k_0	I-51

I.6.3.6	Valutazione del coefficiente di spinta orizzontale in sito k_0 da prove CPT per il sito di San Pasquale.....	I-54
	Bibliografia	I-56
II.	Il monitoraggio e l’elaborazione dei dati	II-59
II.1	Introduzione	II-59
II.2	Strumentazione installata e grandezze misurate	II-60
II.3	Elaborazione dei dati raccolti	II-62
II.3.1	Premessa	II-62
II.3.2	Individuazione dei processi esecutivi principali.....	II-62
II.4	Dati di monitoraggio relativi a misure interne allo scavo.....	II-67
II.5	Dati di monitoraggio relativi a misure esterne allo scavo	II-69
II.6	Misure degli spostamenti orizzontali delle paratie a protezione dello scavo...II-80	
II.7	Misure dei cedimenti superficiali al contorno dello scavo	II-87
II.8	Alcune misure di spostamento di scavi profondi della città di Napoli	II-94
	Bibliografia	II-98
III.	Analisi numeriche.....	III-99
III.1	Introduzione	III-99
III.2	Descrizione del modello	III-100
III.2.1	Reticolo di calcolo	III-100
III.2.2	Modello geometrico.....	III-103
III.2.3	Modelli costitutivi adottati	III-104
III.3	Modellazione degli elementi strutturali	III-108
III.4	Modellazione dei volume di terreno consolidati.....	III-112
III.5	Programmazione e strategia delle simulazioni numeriche	III-113
III.5.1	Analisi di base “a”	III-118
III.5.1.1	Risultati	III-122
III.5.2	Analisi “b1” e “b2” – Studio di sensibilità al parametro k_0	III-128

III.5.2.1	Risultati	III-130
III.5.3	Analisi “d1”, “d2”, “d3” – Studio di sensibilità al carico edifici	III-133
III.5.3.1	Risultati	III-136
III.5.4	Analisi “c” - Influenza del profilo di k_0 misurato in sito.....	III-139
III.5.4.1	Risultati	III-141
III.5.5	Analisi “e”	III-144
III.5.5.1	Risultati	III-146
	Bibliografia	III-150
IV.	Conclusioni	IV-152
Allegato 1	IV-155
Allegato 2	IV-160
Allegato 3	IV-163

Ringraziamenti

Desidero sentitamente ringraziare tutti coloro che mi hanno aiutato nel corso del mio ciclo di Dottorato, esperienza per me molto importante sia di maturazione scientifica sia di crescita personale.

Ringrazio il Prof. Gianpiero Russo per avermi permesso di intraprendere e portare a termine questa bellissima esperienza, per la sua guida sapiente, per la sua disponibilità, i suoi preziosi consigli, le sue spiegazioni, la sua pazienza e il suo sostegno morale.

Ringrazio il Prof. Marco Valerio Nicotera per essere stato sempre estremamente disponibile a condividere le sue preziose conoscenze, per avermi guidato nei momenti più impegnativi e per avermi trasmesso entusiasmo per la ricerca.

Ringrazio i Prof. Francesco Silvestri, Emilio Bilotta, Annarita D'Onofrio e Gianfranco Urciuoli per la loro disponibilità scientifica ed umana e tutti coloro che mi hanno aiutato nella stesura della tesi con suggerimenti, critiche e osservazioni: a loro va la mia gratitudine, anche se a me spetta la responsabilità per ogni errore contenuto in questa tesi.

Ringrazio i Prof. Carlo, Cino e Giulia Viggiani per avermi offerto la possibilità di esporre il mio lavoro di ricerca alla comunità scientifica.

Ringrazio l'amministrazione e Angelo per il loro celere supporto amministrativo e tecnico ogni volta che ne ho avuto bisogno.

Ringrazio tutti i colleghi e amici del secondo piano del DICEA che hanno speso parte del loro tempo per discutere con me alcune parti del lavoro e condividere le loro opinioni.

Ringrazio la mia famiglia e gli affetti sinceri che hanno condiviso con me le gioie, le ansie e purtroppo i dispiaceri di questi anni e che con una semplice parola, uno sguardo o un abbraccio mi hanno dato la forza di affrontare i momenti più difficili e continuare con entusiasmo ed energia il lavoro di ricerca.

Grazie di cuore!

Introduzione

Il tema trattato nel presente lavoro di tesi riguarda il comportamento di scavi profondi a cielo aperto sotto falda in zone densamente urbanizzate.

Negli ultimi decenni la tendenza a recuperare gli spazi sotterranei nelle città ormai sature di costruzioni rende l'argomento di grande attualità e oggetto di dibattito all'interno della comunità scientifica nazionale e internazionale.

L'incremento demografico delle grandi città comporta problemi di traffico e di inquinamento, ciò spinge le pubbliche amministrazioni a potenziare i trasporti pubblici ampliando e/o creando nuove linee metropolitane. Affinché il trasporto su gomma venga disincentivato e la qualità di vita nelle città affollate subisca dei benefici è indispensabile che le stazioni si trovino in una posizione baricentrica rispetto alle zone di maggiore affollamento, vicino a edifici civili e monumenti.

La comprensione dei meccanismi deformativi degli scavi e delle opere di sostegno, la loro interazione con il tessuto urbano circostante e le capacità previsionali del comportamento di tali opere diventano cruciali per condizionarne la fattibilità o incidere in maniera significativa sui tempi e sui costi di realizzazione.

Il lavoro di ricerca qui presentato cerca di portare un contributo sia riguardo alla comprensione del comportamento di grandi scavi a cielo aperto sia alla valutazione della capacità previsionale degli strumenti di analisi attualmente disponibili, prestando molta attenzione anche ad aspetti tecnologici in grado di giocare un ruolo non trascurabile. La tesi documenta in maniera accurata la *case history* completa relativa all'esecuzione della stazione metropolitana San Pasquale a Napoli dedotta da una meticolosa attività di monitoraggio, relazioni di cantiere e visite tecniche. In particolare vengono descritti in maniera dettagliata il progetto della stazione, la sequenza costruttiva e le informazioni ottenute dalle diverse indagini in situ e in laboratorio.

Particolare interesse è stato dedicato ai meccanismi deformativi delle strutture a sostegno dello scavo e del terreno circostante indotti dalle lavorazioni; questi infatti potrebbero causare cedimenti, rotazioni e distorsioni in grado di comportare gravi danni agli edifici limitrofi anche fino al collasso.

La presente tesi di dottorato è suddivisa in n. 5 capitoli che rispecchiano le fasi di studio che si sono succedute nel corso del Dottorato.

Nel *Capitolo I* è riportata una breve panoramica sulle conoscenze di letteratura del comportamento di grandi scavi sui metodi di previsione degli spostamenti attualmente disponibili.

Nel *Capitolo II* è descritto il progetto della stazione metropolitana di San Paquale, le tecnologie esecutive adottate, la sequenza costruttiva dell'opera, le indagini geotecniche eseguite in sito nonché la loro elaborazione per la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.

Nel *Capitolo III* sono riportati i dati forniti dal sistema di monitoraggio, opportunamente raccolti, validati e analizzati al fine di individuare le lavorazioni principali che hanno innescato i comportamenti deformativi di maggiore rilievo. In particolare l'ultimo paragrafo è dedicato alla raccolta di casi in vera grandezza realizzati a Napoli disponibili in letteratura o da osservazioni dirette.

Il *Capitolo IV* è dedicato alle analisi numeriche eseguite con un codice di calcolo agli elementi finiti 2D finalizzate alla riproduzione del comportamento deformativo monitorato. La conoscenza delle tecnologie adottate, della sequenza costruttiva dell'opera e dei terreni coinvolti riportata nel *Capitolo II* e la disponibilità dei preziosi dati di monitoraggio descritti e analizzati nel *Capitolo III* ha permesso di individuare una metodologia innovativa e di estrema semplicità per la calibrazione dei parametri di rigidità dei modelli costitutivi adottati utilizzando le prove in situ disponibili e di considerare l'influenza sui risultati del calcolo di alcuni aspetti che generalmente vengono trascurati nella pratica professionale.

Infine l'ultimo *Capitolo V* è dedicato alle conclusioni, in cui vengono sintetizzati i risultati di maggiore rilevanza per la comunità scientifica.

La tesi è corredata da n.3 allegati: nell' *Allegato 1* si riporta l'elenco degli strumenti di monitoraggio con la data di lettura di zero, l'ultima data di lettura e la frequenza delle misure; nell' *Allegato 2* alcuni profili inclinometrici con indicazione delle date di lettura; infine nell' *Allegato 3* i risultati di calcolo dell'analisi che si ritiene la più soddisfacente dal punto di vista ingegneristico per tutte le fasi di calcolo, confrontati con le misure.

Comportamento di grandi scavi

I.1 Introduzione

La dotazione di un sistema di infrastrutture di trasporto vasto e d'avanguardia influenza in maniera positiva importanti indicatori dello sviluppo economico. Partendo da tali considerazioni, sia in Italia che all'estero si sta assistendo ad un forte impulso nel potenziamento delle linee metropolitane in contesti fortemente urbanizzati che spesso prevede anche la realizzazione di numerosi scavi profondi.

Uno scavo di grandi dimensioni deve senz'altro rispettare un adeguato margine di sicurezza rispetto a condizioni di collasso di natura geotecnica, idraulica e strutturale delle pareti ed del fondo. In un contesto urbanizzato, inoltre, è indispensabile prevedere e monitorare gli spostamenti prodotti dalle operazioni di scavo; infatti, deformazioni eccessive delle opere di sostegno e conseguentemente del terreno a tergo possono compromettere la funzionalità o addirittura la stabilità degli edifici e delle infrastrutture.

L'entità e la distribuzione degli spostamenti indotti da uno scavo dipendono dalla variazione dello stato tensionale indotto nel sottosuolo per effetto delle lavorazioni (i.e. installazione dei diaframmi, scavo, eventuali moti di filtrazione).

Le modalità correntemente utilizzate per la stima degli spostamenti indotti dalle lavorazioni di scavo sono essenzialmente le seguenti:

- metodi empirici;
- metodi semi-empirici;
- metodi numerici.

Lo sviluppo dei metodi numerici assume una rilevanza e un'efficacia sempre maggiore grazie al progresso tecnologico dei calcolatori, ma il loro utilizzo nella pratica per la risoluzione di problemi geotecnici non è ancora molto diffuso e si verifica quasi esclusivamente in situazioni di particolare complessità e rilevanza. Risulta quindi auspicabile disporre di metodi per la valutazione dei cedimenti semplificati che consentano una stima speditiva, verosimile e utile dal punto di vista ingegneristico.

La capacità di previsione degli spostamenti con i metodi sopra citati è validata dalle osservazioni sperimentali del comportamento di opere in vera grandezza. Infatti un'accurata campagna di monitoraggio di un'opera geotecnica può contribuire ad individuare aspetti rilevanti del comportamento del terreno e della struttura, noti o osservati per la prima volta, verificare ed eventualmente correggere gli strumenti previsionali disponibili e tenere conto dei progressi tecnologici.

Nel presente capitolo sono richiamati i metodi utilizzati per lo studio del comportamento di scavi profondi e sono stati raccolti casi di letteratura analoghi che riportano gli spostamenti monitorati nel corso delle lavorazioni.

I.2 Fattori che influenzano gli spostamenti indotti da scavi

L'esperienza ha mostrato che l'entità e la distribuzione degli spostamenti indotte da uno scavo dipende da numerosi fattori: quelli che si possono ritenere di maggior rilievo sono (Malcom Puller, 1996):

- Le variazioni dello stato tensionale iniziale;
- Le dimensioni dello scavo;
- Le proprietà meccaniche del terreno;
- Le tensioni orizzontali iniziali del terreno,
- Le condizioni idrauliche;
- Le caratteristiche strutturali delle opere di sostegno;
- Le tecniche esecutive adottate;
- La successione delle fasi lavorative.

Per una migliore comprensione degli effetti di disturbo che può generare l'installazione di una paratia consideriamo l'esempio di Figura I.1. L'immagine riporta i percorsi di sollecitazione di tre elementi di terreno intorno ad una parete flessibile a sostegno di uno scavo profondo 8 m in una sabbia drenata:

- l'elemento A si trova a metà altezza della paratia. Il peso dell'unità di volume è $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, e l'angolo d'attrito è $\varphi' = 35^\circ$. La tensione verticale è $\sigma_v = 72 \text{ kPa}$, $k_0 = 1 - \tan \varphi' = 0.43$, la tensione orizzontale è $\sigma_h = 30 \text{ kPa}$, $s' = 51 \text{ kPa}$, $t = 21 \text{ kPa}$. Per effetto dello scavo, l'elementino subirà una piccola variazione in termini di

tensioni verticali e una riduzione notevole delle tensioni orizzontali man mano che lo scavo procede: $\Delta t/\Delta s' = -1$, $\Delta t > 0$;

- l'elemento C si trova al di sotto del terreno scavato ad una profondità di 12 m. La tensione verticale iniziale è $\sigma_v = 216$ kPa, la tensione orizzontale è $\sigma_h = 92$ kPa, $s' = 154$ kPa, $t = 62$ kPa. Se la paratia non subisce spostamenti il principale effetto dello scavo è la riduzione delle tensioni verticali: $\Delta t/\Delta s' = 1$, $\Delta t < 0$. Anche la tensione orizzontale diminuirà in modo che $\Delta t/\Delta s' < 1$;
- l'elemento B a tergo della paratia alla profondità di 12 m ha uno stato tensionale iniziale simile all'elemento C. La tensione verticale non subisce forti cambiamenti per lo scavo ma la tensione orizzontale diminuisce più o meno in accordo con la diminuzione della tensione orizzontale dell'elemento C: $\Delta t/\Delta s' = -1$, $\Delta t > 0$ (Wood, 2004).

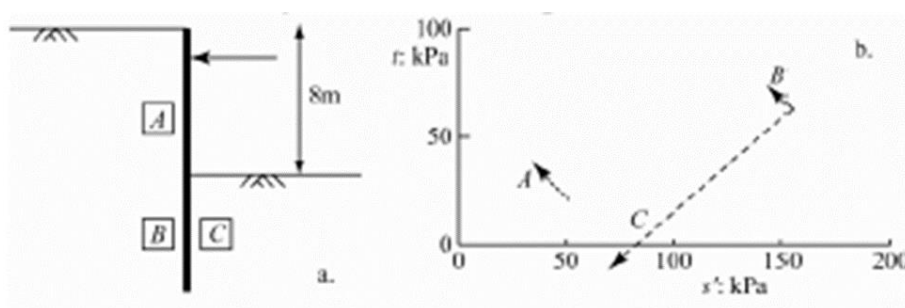


Figura I.1: Percorsi di sollecitazione al contorno di uno scavo in sabbia drenata sostenuto da un diaframma

I.3 Metodi per la stima degli spostamenti indotti da scavi

I.3.1 Metodi empirici

I cedimenti indotti a seguito della realizzazione di uno scavo possono essere valutati grazie ai dati misurati e pubblicati in condizioni di terreno analoghe. Tra le raccolte di casi studio più utilizzati ricordiamo quelli pubblicati da Peck, O' Rourke et al., e altri autori.

Lo *State of the Art Report* presentato da Peck nel 1969 a Città del Messico, in occasione della *VII International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*

ring, costituisce uno dei primi esempi di raccolta sistematica degli spostamenti osservati durante la realizzazione di scavi.

Lo studio riguarda una serie di dati sui cedimenti del terreno in prossimità di scavi a cielo aperto sostenuti da palancole o diaframmi controventati o ancorati. Elaborando tali misure Peck ha ricostruito dei profili di subsidenza in un grafico in forma adimensionale (Figura I.2), dove i cedimenti w , normalizzati rispetto alla profondità di scavo o altezza di ritenuta h , sono stati diagrammate in funzione della distanza dallo scavo, adimensionalizzata in funzione dell'altezza di scavo. In Figura I.2 sono definite tre zone, che individuano altrettante classi di comportamento. Si può notare che l'entità del cedimento cresce passando da terreni incoerenti ed argille consistenti (zona I) ad argille poco consistenti (zona II e III). In queste ultime il cedimento aumenta con lo spessore dello strato argilloso al di sotto del fondo scavo e al diminuire del coefficiente di sicurezza dello scavo stesso. Si può ancora notare che i cedimenti si estendono ad una zona che può essere pari a 3-4 volte la profondità dello scavo.

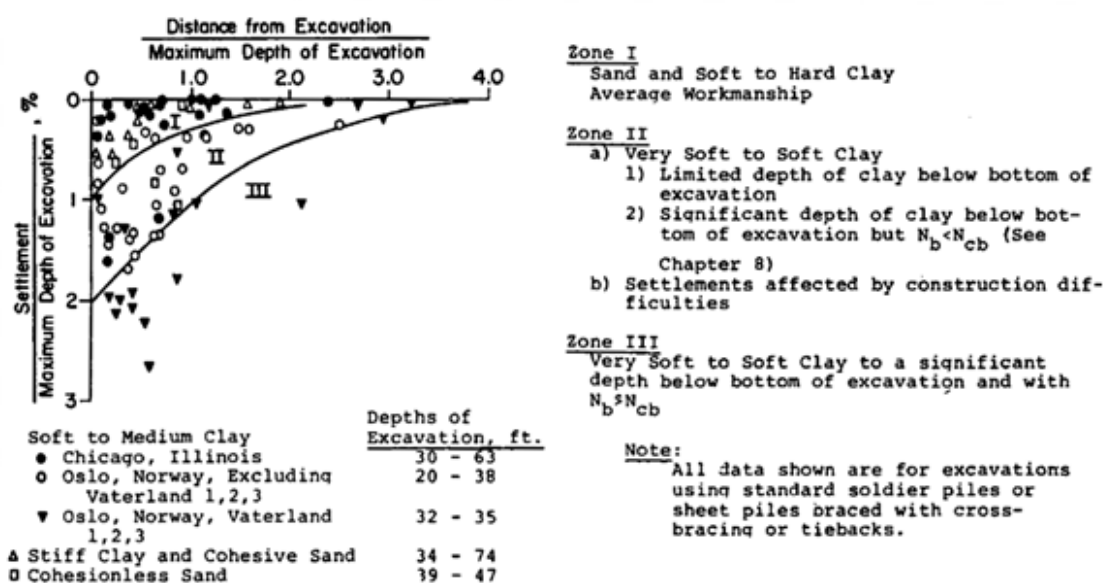


Figura I.2: Profili di subsidenza adimensionali (Peck, 1969)

Grazie ai contributi di numerosi ricercatori, nel tempo la banca dati di Peck è stata notevolmente ampliata, arricchendosi di misure relative a scavi realizzati con diverse tecniche e con opere di sostegno di diversa tipologia strutturale.

O'Rourke e i suoi collaboratori a partire dal 1976 e fino ai primi anni '90 hanno raccolto i dati relativi a scavi eseguiti a Chicago; gli Autori, tenendo conto delle caratte-

ristiche delle opere di sostegno, delle tecniche di esecuzione specifiche dei singoli casi considerati, nonché degli spostamenti non direttamente imputabili all'approfondimento, hanno ridisegnato i limiti delle tre zone individuate da Peck nel suo abaco del 1969 (Figura I.3).

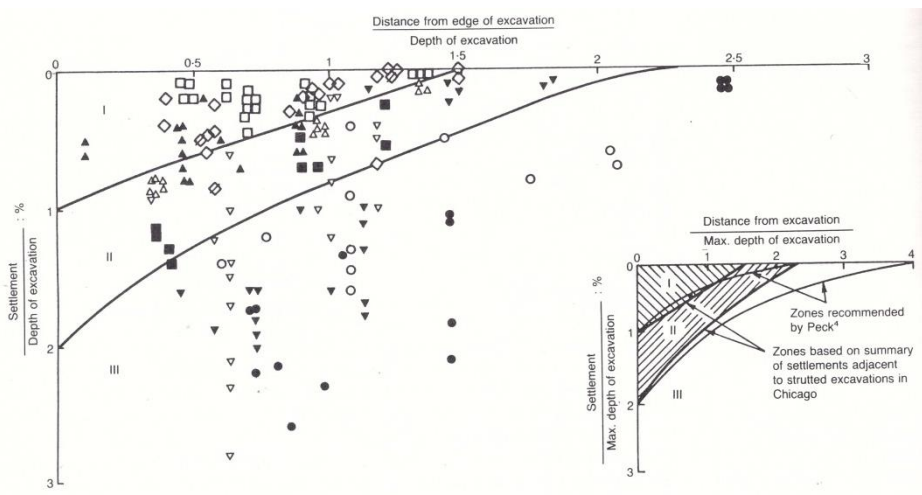


Figura I.3: Profili di subsidenza adimensionali per scavi puntonati a Chiacago (O' Rourke et al, 1976)

In Figura I.4 sono riportati, invece, i cedimenti misurati in corrispondenza di scavi in sabbie dense, sostenuti da palancolate multi-puntonate infisse in uno strato di base di argilla (Washington DC). Lo spostamento massimo, dell'ordine dello 0,3% della profondità di scavo, è stato misurato immediatamente a tergo delle palancolate ed il profilo di subsidenza si estende dalla parete di sostegno dello scavo fino ad una distanza pari a poco più del doppio dell'altezza di scavo.

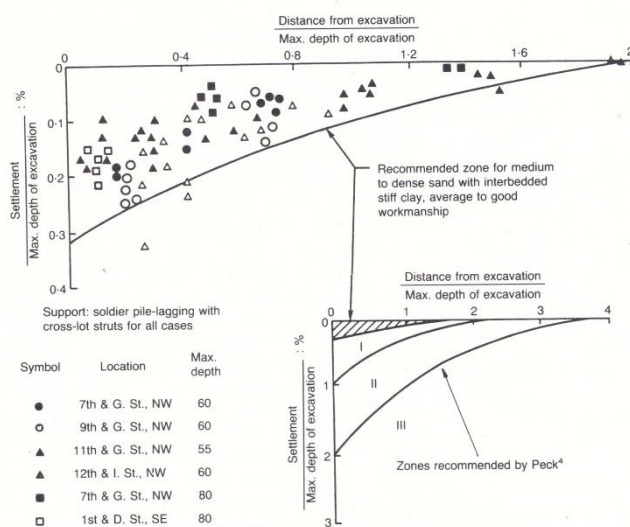


Figura I.4: Profili di subsidenza adimensionali per scavi puntonati a Washington, DC (O' Rourke et al., 1976)

A partire da questi ed altri dati relativi a scavi multi puntonati, O' Rourke ha determinato una relazione tra i cedimenti del terreno e la deformata della struttura di sostegno, tenendo conto delle deformazioni che si verificano in tre fasi dello scavo e della posa in opera dei vincoli:

- Fase 1: scavo iniziale prima della posa in opera dei puntoni.

La parete si deforma come una mensola. Il terreno a monte della paratia subisce spostamenti orizzontali che decrescono con la profondità e con la distanza dalla parete, i cedimenti si riducono allontanandosi dalla parete con legge approssimativamente lineare (Figura I.5 a).

- Fase 2: installazione dei puntoni e completamento dello scavo.

L'installazione del puntone in sommità alla parete impedisce gli spostamenti laterali a quel livello. A seguito dell'avanzamento dello scavo nel terreno si generano tensioni di trazione inclinate approssimativamente a 45° rispetto alla verticale innescando altri spostamenti a livelli più bassi, i cedimenti del piano campagna dapprima crescono allontanandosi dalla parete, raggiungono il massimo ad una certa distanza da questa e poi decrescono fino ad annullarsi (Figura I.5 b).

- Fase 3: rimozione e sostituzione dei vincoli temporanei con quelli definitivi.

Raggiunta la massima profondità di scavo, i vincoli temporanei vengono rimossi dal basso verso l'alto e sostituiti da quelli permanenti comportando ulteriori spostamenti della parete verso lo scavo. Quando il livello più alto di puntoni viene rimosso, prima del completamento della struttura di contrasto definitiva, la parte superiore della parete esibisce di nuovo un comportamento a mensola (Figura I.5 c).

I profili di deformazione del terreno a tergo della parete cumulati nel corso delle fasi descritte sono dunque una combinazione dei movimenti profondi per la realizzazione delle opere interne e del comportamento a mensola della parte superiore della parete (Figura I.5 d).

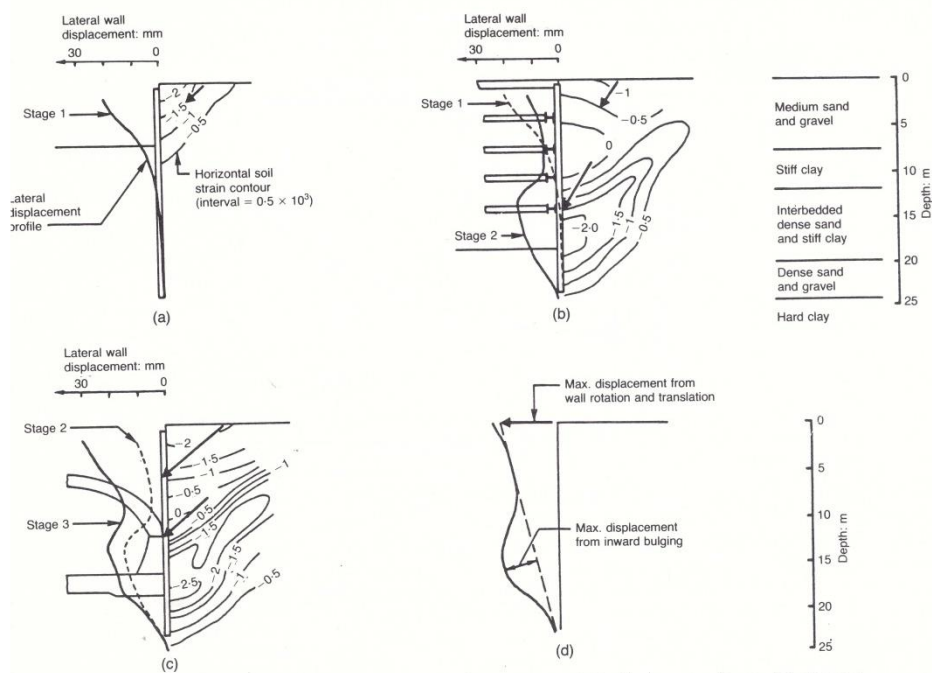


Figura I.5: Relazione tra la deformata della struttura di sostegno e le deformazioni del terreno in tre fasi dello scavo e della posa in opera dei vincoli, (O' Rourke 1981)

Indicato con S_w lo spostamento orizzontale della parete in corrispondenza del primo livello di contrasto e con S_w' il massimo spostamento incrementale della parete a scavo ultimato, si può definire il seguente coefficiente di deformazione C_D (Equazione I.1):

$$C_D = \frac{S_w}{S_w + S_w'} \quad (\text{I.1})$$

Come indicato in Figura I.6 tale rapporto cresce monotonicamente dal valore 0,5 per $C_D = 0$ (cinematismo profondo con paratie perfettamente vincolate alla testa) al valore 1,5 per $C_D = 1$ (cinematismo a mensola). Si osservi che i dati riportati in Figura I.6 si riferiscono a pareti infisse in strati rigidi, per le quali gli spostamenti orizzontali al di sotto del fondo sono trascurabili. L'abaco di O'Rourke può essere utilizzato per stimare il massimo cedimento atteso a tergo della parete a partire dagli spostamenti orizzontali calcolati per la parete stessa (ad esempio attraverso un metodo a molle), ma non consente di costruire il profilo di subsidenza.

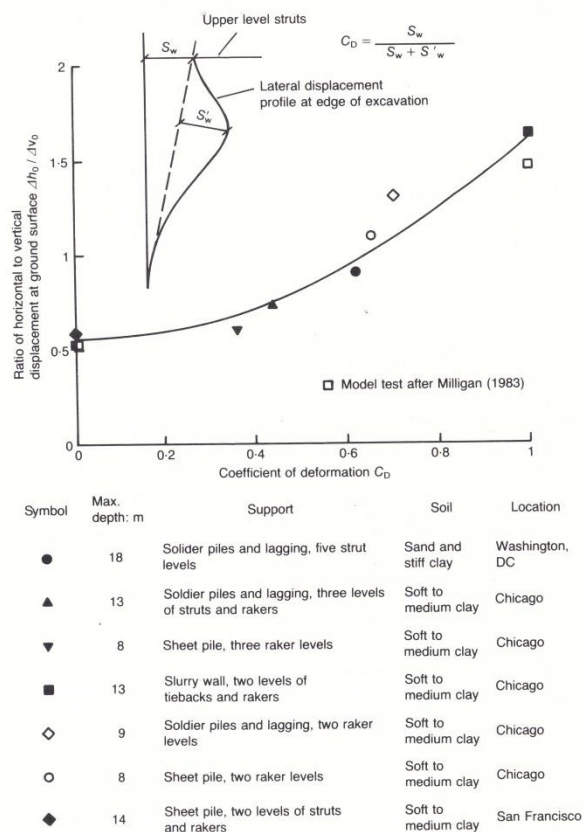


Figura I.6: Abaco di O' Rourke, 1981

Clough et al. (1979) e Mana e Clough (1981), hanno raccolto dati relativi a scavi in argille supportati da diaframmi o berlinesi puntonate con estremità libera o fissa. I risultati riportati in figura I.7 evidenziano una relazione tra il massimo spostamento laterale e il valore del coefficiente di sicurezza nei confronti del sollevamento del fondo scavo.

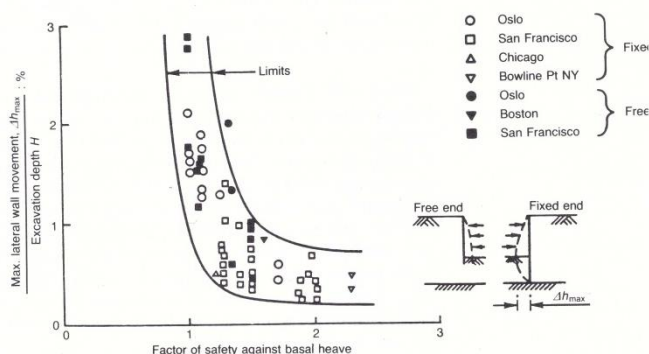
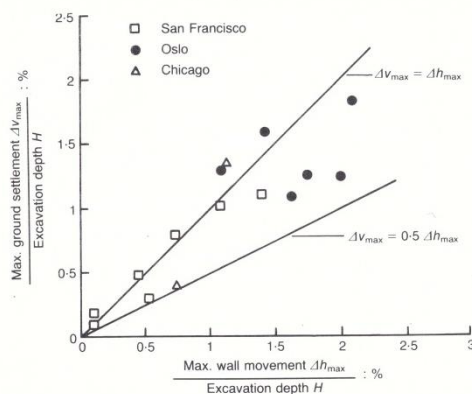


Figura I.7: Relazione empirica tra il fattore di sicurezza rispetto al sollevamento del fondo e il massimo spostamento orizzontale della parete adimensionalizzato (Clough et al., 1979)

Mana e Clough (1981), a partire dalle misure eseguite per diversi scavi in argilla a San Francisco, Oslo e Chicago, hanno trovato la correlazione empirica tra il massimo spostamento laterale della parete ed in massimo cedimento a tergo, riportata in Figura I.8. Le misure mostrano che, per scavi in argilla, il massimo spostamento verticale del terreno non è molto prossimo al massimo spostamento orizzontale della paratia stessa.



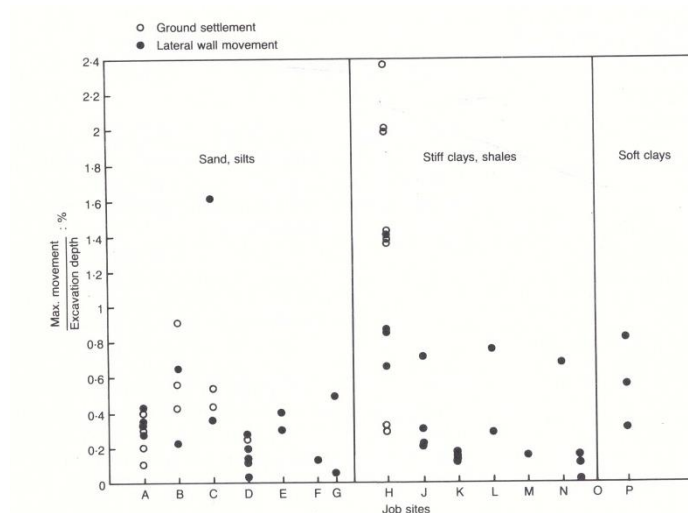


Figura I.9: Misure sperimentali relative a scavi sostenuti da palancole o diaframmi ancorati, in diversi tipi di terreno (Clough, 1975)

1.3.2 Metodi semi-empirici

Alcuni metodi consentono di ricostruire il profilo di subsidenza al contorno di scavi a partire dalla valutazione degli spostamenti laterali dell'opera di sostegno determinati mediante l'utilizzo di relazioni empiriche. Caspe (1966) ha pubblicato un metodo di analisi che mette in relazione il profilo dei cedimenti con la deformata della paratia di sostegno. In questo metodo:

- c'è una superficie alle spalle della paratia che definisce il limite delle deformazioni dovute allo scavo
- si assume che tra la superficie limite non deformabile e la paratia ci sia una variazione delle deformazioni orizzontali nel terreno
- in tutti i punti si assumono deformazioni verticali proporzionali alle deformazioni orizzontali mediante il coefficiente di Poisson ν .

Altri Autori hanno commentato che per condizioni di deformazione piana questa ultima assunzione è incorretta e che la relazione tra deformazioni verticali e orizzontali dovrebbe essere espressa dal rapporto $\nu/(1-\nu)$. Il metodo di Caspe è stato modificato da Bowles (1988) per tener conto di questo aspetto, con ragionevole accordo tra il profilo dei cedimenti calcolato e quello misurato in sito.

La Figura I.10 mostra il metodo proposto da Bauer (1984) per ottenere il profilo di subsidenza per scavi in sabbia. Il metodo garantisce in genere un buon accordo tra previsioni e misure dei cedimenti in sito, anche se per valori dell'angolo d'attrito minori di

34° fornisce un'estensione del profilo di subsidenza inferiore all'altezza di scavo, in contraddizione con le evidenze sperimentali riportate in letteratura.

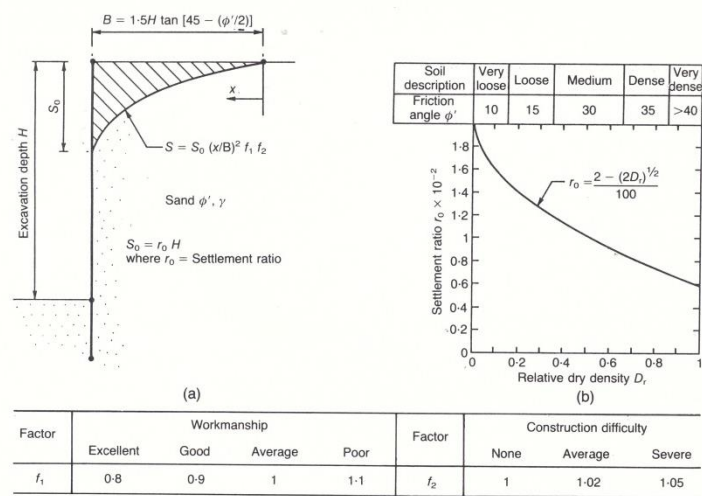


Figura 1.10: Profilo di subsidenza a monte della struttura di sostegno per scavi in sabbia (Bauer, 1984)

1.3.3 Metodi numerici

I metodi numerici più diffusamente impiegati per analizzare l'interazione tra il terreno e la struttura di sostegno, implementati in diversi programmi commerciali e in programmi sviluppati ad hoc da gruppi di ricercatori o di professionisti sono:

- il metodo della reazione di sottofondo (SRM);
- il metodo degli elementi finiti (FEM);
- il metodo delle differenze finite (FDM).

La scelta del metodo dipende dall'obiettivo dell'analisi, dal tipo e dalla complessità dell'opera da esaminare.

Il metodo SRM si rifà al modello del "letto di molle" di Winkler, eventualmente modificato imponendo alla reazione delle molle dei limiti corrispondenti al raggiungimento delle condizioni di rottura per stato attivo e per stato passivo. Il metodo consente di determinare agevolmente le caratteristiche della sollecitazione e gli spostamenti delle pareti perimetrali dello scavo in condizioni di esercizio, ma non gli spostamenti del terreno all'intorno; questi possono essere stimati a partire dagli spostamenti orizzontali della parete, con uno dei metodi semi-empirici richiamati nel paragrafo precedente.

I metodi FEM e FDM sono basati invece sulla modellazione del terreno, della struttura e dei vincoli come mezzi continui deformabili. Rispetto al metodo SRM consentono di:

- valutare l'interazione tra lo scavo e l'ambiente circostante;
- analizzare situazioni complesse, per la geometria dello scavo o per le caratteristiche del terreno interessato mediante analisi 2D o 3D ;
- studiare l'effetto di fasi della costruzione usualmente trascurate, come, ad esempio, la fase di installazione delle paratie, che talvolta determina al contorno spostamenti del tutto confrontabili con quelli prodotti dallo scavo in se;
- tener conto dei processi di filtrazione o di consolidazione che si innescano;
- modellare interventi di consolidamento spesso richiesti per realizzare scavi in terreni difficili (i.e. *jet grouting*);
- utilizzare modelli costitutivi anche piuttosto complessi per descrivere il comportamento meccanico del terreno e per tener conto di aspetti fondamentali quali la non linearità del legame tensioni deformazioni, irreversibilità delle deformazioni, dipendenza della rigidezza dalla storia e dallo stato tensionale, dipendenza dal tempo.

Di contro, i difetti dei metodi FEM e FDM, si possono così sintetizzare:

- necessità di disporre di elevate capacità di calcolo, specie per analisi 3D (si tenga presente che, benché nella maggior parte dei casi gli scavi aperti sono analizzati come sistemi bidimensionali in condizioni di deformazione piana, tale schematizzazione fornisce risultati accurati solo per geometrie “allungate”, ovvero quando sussistono le condizioni per l'ipotesi di deformazioni piane; in altri casi il problema è decisamente tridimensionale;
- necessità di conoscere nel dettaglio le fasi costruttive dell'opera;
- necessità di disporre di un'accurata caratterizzazione geotecnica del terreno interessato dallo scavo se si vogliono utilizzare modelli di comportamento sofisticati. A tale proposito, l'esperienza ad oggi acquisita ha permesso di stabilire che il ricorso a modelli di comportamento relativamente semplici (elastico lineare per le strutture, elastico – perfettamente plastico per il terreno) fornisce risultati attendibili per la valutazione delle caratteristiche della sollecitazione e dei movimenti delle opere di sostegno, mentre, quando lo scopo delle analisi è la previsione degli effetti

al contorno dell'area, è opportuno assegnare al terreno legami costitutivi più avanzati per ottenere risultati più precisi;

- necessità di valutare preliminarmente gli effetti delle dimensioni geometriche del modello e del grado di discretizzazione scelti sui risultati ottenuti. Con riferimento ai parametri geotecnici, particolarmente delicata è la scelta della rigidità da assegnare ai terreni. Infatti, anche se molto spesso si fa riferimento a semplici modelli lineari per determinare gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno, è ormai noto che i terreni esibiscono un comportamento non lineare anche a livelli di deformazione molto piccoli (Clayton et al, 2006). Inoltre, se non si tiene conto dei valori di rigidità a piccole deformazioni, si rischia di sovrastimare abbondantemente gli spostamenti tanto della struttura quanto del terreno. La rigidità a piccoli livelli di deformazione può essere valutata con prove specifiche, ma in ogni caso bisognerebbe avere un'idea del livello di deformazione che verosimilmente si raggiungerà in sito. Risultano perciò molto utili le analisi a ritroso di scavi realizzati nelle vicinanze o comunque in condizioni analoghe a quelle in esame.

Bibliografia

- Bauer G.E., 1984. *Movements associated with the construction of a deep excavation*. Proc. III Int.Conf.Ground Movements and Structures, Cardiff, pp. 694-706(discussion 1984, 870 - 871 and 876).
- Bowles J.E., 1988. *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill, New York, 4th edn.
- Caspe M.S., 1966. *Surface settlement adjacent to braced open cuts*. ASCE J. S.M.F.E., 92, July, pp. 51-59 (discussion 1966, 92, Nov., 255 - 256).
- Clayton C.R.I., Milititsky J., Woods R. I., 2006. *La spinta delle terre e le opera di sostegno*. Helvelius Edizioni, pp 304 -
- Clough G.W., 1972. *Performance of tied back walls*. Proc. ASCE Spec.Conf. Performance of Earth and Earth Supported Structures, Lafayette, Indiana, Vol. 3, pp. 259-264.
- Clough G.W., 1975. *Deep Excavations and retaining Structures*. Proc. Symp. Analysis and Design of Founds.,Bethlehem, PA, pp. 417-465.
- Clough et al., 1979. *Prediction of support excavation movements under marginal stability conditions in clay*. In Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 4, pp. 1485 - 1502.
- Clough G., Smith E. and Sweeney B, 1989. *Movement control of excavation systems by iterativedesign*. Proc. ASCE Geotech. Eng, 2, pp. 869-884.
- Clough G.W.& O' Rourke T.D., 1989. *Constuction induced movements of in situ walls*. Proc.Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, ASCE Special Publication 15, pp. 439-470.
- Clough, G.W. & O' Rourke, T.D. ,1990. *Construction induced movements of in situ walls*. Proc. Asce conf. On earth retaining structures, Ithaca. N.Y.
- Malcom Puller, 2003. *Deep Excavation: A Practical Manual*, Thomas Telford.
- Mana A. I. & Clough G.W., 1981. *Prediction of movements for braced cuts in clay*. ASCE J.Geotech. Engng, 107, jun., pp. 759-777.
- O'Rourke T.D. et al, 1976. *The ground movements related to braced excavations and their influence on adjacent buildings*. US Departement of Transport, DOT-TST76, T-23.
- O'Rourke T.D.,1981. *Ground movements caused by braced excavations*. ASCE J. Geotech. Engng, 107, Sept., pp. 1159-1178.
- Peck, R.B., 1969. *Deep excavation and tunnelling in soft ground*. In Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., Mexico, State of the Art volume, pp. 225-290.
- Wood D.M., 2004. *Geotechnicalmodelling*, Spon Press, pp 175.
- Viggiani C., 1999. *Fondazioni*, Helvelius Edizioni, pp 239-245.

La stazione San Pasquale, opera e terreni

I.4 Introduzione

L'incremento della popolazione e l'aumento del traffico veicolare ha reso necessario un nuovo Piano Comunale dei Trasporti ratificato dal Comune di Napoli in prima istanza nel 1997 e poi riveduto e migliorato nel 2001. Il Piano Comunale dei Trasporti promuove lo sviluppo del trasporto cittadino su ferro secondo un progetto che prevede la costruzione di 9 linee di metropolitana, 90 km di binari, 98 stazioni urbane e 18 nodi di intercambio. Le nove linee formano tre anelli interconnessi che si intersecano in diversi punti con due assi trasversali Ovest-Est. La nuova rete metropolitana è un'opera molto complessa in quanto scaturisce da strutture in parte esistenti, in parte da completare, in parte da riconvertire e in parte da costruire ex-novo. Dopo l'approvazione del Piano, la città di Napoli è stata invasa da cantieri e si sono già visti molti risultati che hanno migliorato l'offerta di mobilità per i cittadini. L'articolazione della rete sopra descritta con l'indicazione delle tratte attualmente in esercizio è riportata in Figura II.1.

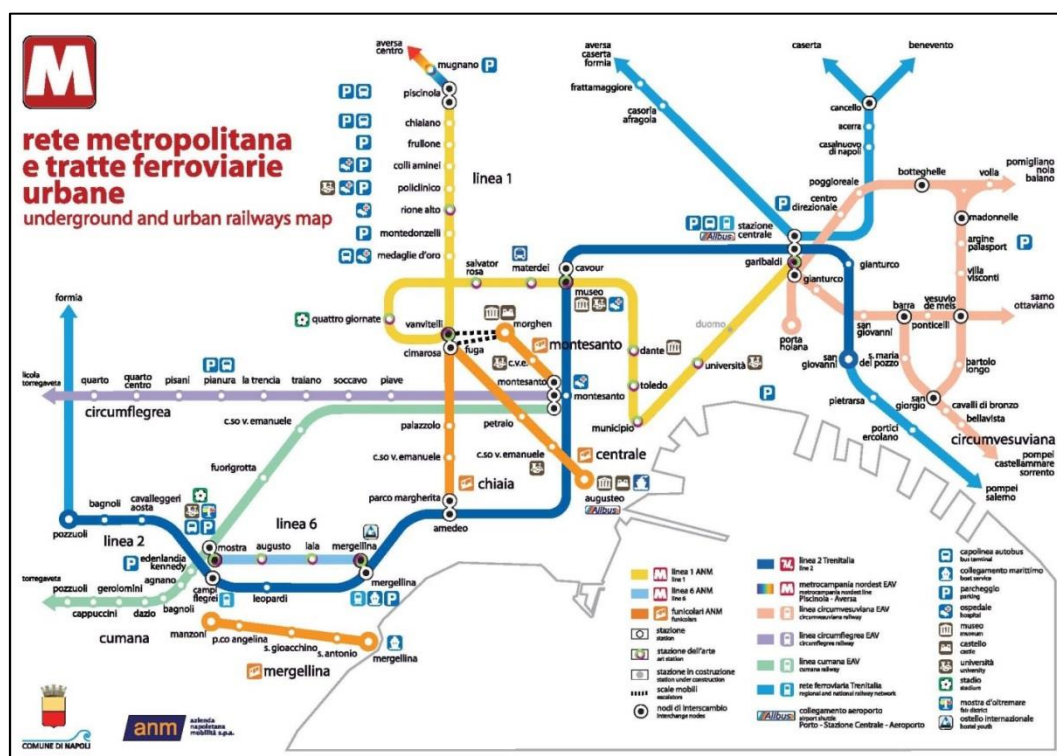


Figura 0.1: Mappa della rete della metropolitana di Napoli prevista dal Piano Comunale dei Trasporti

I.5 Descrizione delle opere

I.5.1 Linea 6

La Linea 6 nasce negli anni '80 con il nome di LTR (Linea Tranviaria Rapida) ed ha origine da un progetto elaborato in occasione dei Mondiali di Calcio del 1990. Il progetto prevedeva la costruzione di una linea di “metrotranvia”, con caratteristiche intermedie fra un tram e una metropolitana classica, che avrebbe attraversato la città in direzione Est-Ovest, da Fuorigrotta a Ponticelli, passando per il centro cittadino (Piazza Municipio). I lavori furono iniziati ed effettivamente la tratta fu completata entro i Mondiali, ma problemi di natura tecnica non ne permisero l'apertura. Il progetto fu accantonato fino al 2002, anno in cui i lavori furono ripresi, seppur limitatamente alla tratta occidentale. Anche l'idea di una metrotranvia fu abbandonata e la linea venne prevista come “metropolitana leggera”, totalmente sotterranea secondo quanto definito dalla norma UNI UNIFER 8379.

La Linea 6 può essere considerata come un sottosistema scomponibile in tre parti connotate da diversi stati di attuazione:

- la prima tratta Mostra-Porta del Parco, in fase di progettazione definitiva, è lunga 5 km con 2 stazioni che fungono da nodi di interscambio: ad Acciaieria scambia con la funicolare e a Porta del Parco con la Linea 8. E' prevista inoltre la costruzione di un deposito officina che si estende per 83.000 m² e sarà attrezzato con i più evoluti sistemi di manutenzione, oltre che con un centro di controllo, progettato per accogliere tutte le funzioni tecnico-amministrative;
- la seconda tratta Mostra-Mergellina, attualmente in esercizio, è lunga 2,2 km con quattro stazioni, di cui due nodi di interscambio: a Mostra-Campi Flegrei scambia con la Linea 2 e la Linea 7, e a Mergellina con La linea 2;
- la terza tratta Mergellina-Municipio, attualmente in costruzione, si sviluppa su una lunghezza di circa 3,3 km e termina con la stazione di testa, Municipio, che costituisce un importante nodo di interscambio con la Linea 1, con la funicolare e con la stazione marittima da cui partono i collegamenti con le isole;

In Figura II.2 è riportato il tracciato complessivo della Linea 6, evidenziando la successione delle sottotratte e delle stazioni: la tratta contraddistinta dal colore blu è attualmente in fase di progettazione, la tratta di colore giallo è in esercizio, mentre la tratta di colore rosso è in costruzione.

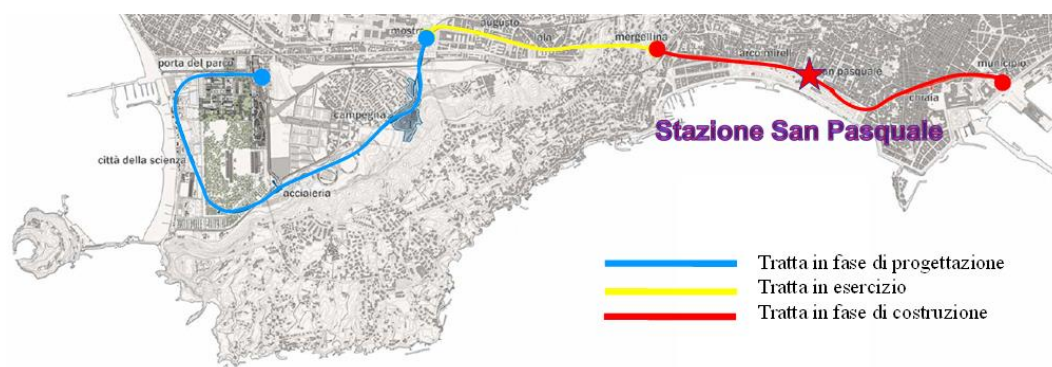


Figura 0.2: Tracciato della Linea 6 della Metropolitana di Napoli

L'iter progettuale della Linea 6 ha portato prima alla messa in esercizio della tratta Mostra-Mergellina, poi ai lavori di prolungamento fino alla stazione di Municipio, dove si realizza il collegamento con la stazione della Linea 1. Completano l'opera i pozzi di ventilazione, disposti all'incirca a metà strada fra due stazioni successive.

Il tratto che si estende da Mostra fino ad un punto intermedio fra le stazioni Mergellina ed Arco Mirelli nella zona di Fuorigrotta è stato realizzato a cielo aperto fra paratie; il tratto successivo, al di sotto della collina di Posillipo, a foro cieco in tradizionale mentre fra Via Piedigrotta e Piazza Municipio con una TBM a scudo chiuso (Figura II.3). Le fasi costruttive della tratta Mergellina-Municipio hanno previsto prima la realizzazione delle paratie laterali a sostegno degli scavi dei pozzi delle stazioni e i corrispondenti solai di copertura. Successivamente si è proceduti allo scavo della galleria di linea con TBM e infine allo scavo delle stazioni, ancora in corso ad eccezione della stazione San Pasquale.



Figura 0.3: Termine dello scavo della galleria tratta Mergellina Municipio della Linea 6

Risulta evidente come la linea sia caratterizzata da elementi di varia natura; le due tratte si differenziano, oltre che per la tipologia della linea e delle stazioni, anche per le caratteristiche dei luoghi che attraversano: le stazioni della prima subtratta (Mostra, Augusto, Lala, Mergellina) sono caratterizzate da uno stile architettonico uniforme, quelle della seconda subtratta (Arco Mirelli, San Pasquale, Chiaia, Municipio) sono molto diverse tra loro, attraversano luoghi di particolare richiamo della città, ciascuno dotato di caratteri specifici e chiaramente riconoscibili quali, Fuorigrotta, la Riviera di Chiaia, Monte di Dio e San Ferdinando.

1.5.2 La stazione San Pasquale

La stazione San Pasquale, appartenente alla tratta in rosso Mergellina – Municipio di Figura II.2, è ubicata lungo la Riviera di Chiaia, in prossimità dell'omonima piazza e dell'edificio storico di Villa Pignatelli ovvero della zona centrale della Villa Comunale; quindi serve un bacino di utenza prevalentemente residenziale e commerciale. Il progetto della stazione, così come dell'intera Linea 6, è stato più volte soggetto a varianti. Tra queste si ricorda la richiesta da parte del Concedente Comune di Napoli di arretrare il manufatto rispetto al fronte dei fabbricati e la diminuzione della profondità di scavo del pozzo di uscita lato edifici. La soluzione ha previsto un arretramento di circa 8 m rispetto alla proposta originaria. La differente ubicazione del pozzo di stazione ha comportato l'approfondimento del tratto di collegamento della galleria con il pozzo di stazione e di tutto il blocco scale. Il progetto dell'opera è stato redatto dall'arch. Boris Podrecca e prevede al suo interno l'inserimento di un guscio metallico completamente svincolato dalle strutture adiacenti con lo scopo di simulare una sorta di grande bolla inserita tra le pareti laterali rivestite in pannelli modulari con cromie azzurre che richiamano la vicinanza del mare e realizzando in tal modo un "*unicum*" spaziale ipogeo. La simulazione architettonica della stazione è riportata in Figura II.4.

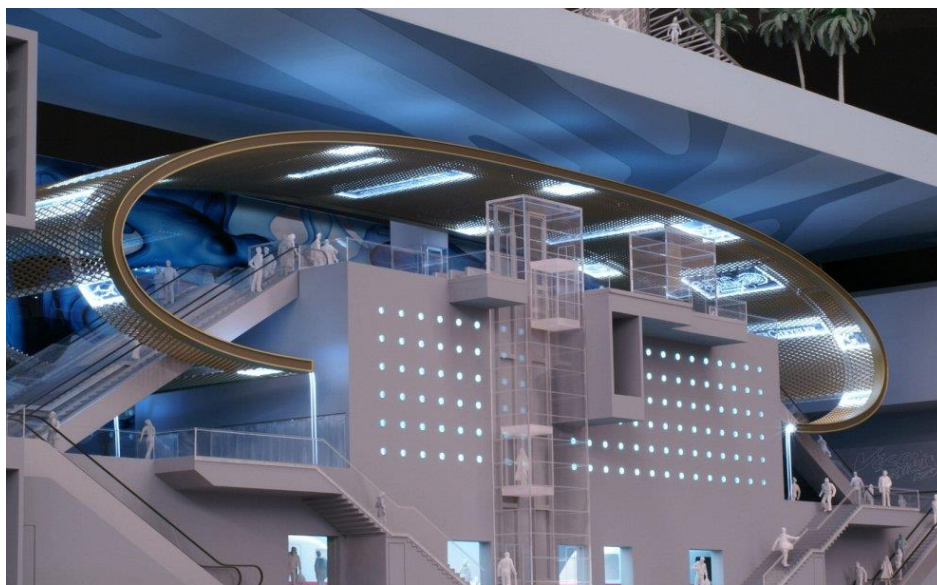


Figura 0.4: Simulazione architettonica della stazione San Pasquale

Il pozzo principale della stazione ha una forma in pianta rettangolare di 85.50 m x 24.10 m e profondità di circa 27 m dei quali 25 m sotto il pelo libero della falda freatica, all'interno del quale trovano posto sia le scale di accesso che le banchine di stazione. Il lato lungo della stazione è disposto parallelamente all'allineamento dei fabbricati e all'asse della galleria di linea. Lo scavo è sostenuto da pannelli perimetrali a T in c.a. spinti ad una profondità di 50 m circa al di sotto del p.c., in modo da potersi attestare nel tufo. I pannelli sono stati posti ad interasse di 2.65 m, con ala di larghezza di 2.8 m e altezza di 3.2 m, spessore dell'ala e dell'anima di 1.2 m.

In adiacenza ai lati lunghi del pozzo di stazione si trovano le due discenderie, una lato villa Comunale e l'altra lato edifici, che permettono l'accesso al pozzo principale a partire dal piano stradale. Nel primo caso è stato realizzato un pozzo di forma irregolare con profondità di scavo dell'ordine di circa 8 m. L'altra uscita è costituita da un cunicolo di collegamento e rampe di risalita disposte a T, realizzate con scavi a cielo aperto di profondità pari a circa 15 m dal piano campagna. In entrambi i casi sono stati realizzati diaframmi perimetrali in c.a. di forma in pianta rettangolare spessi 1 m e spinti fino a 22 m circa di profondità da p.c.. In Figura II.5 si riporta la pianta della stazione appena descritta.

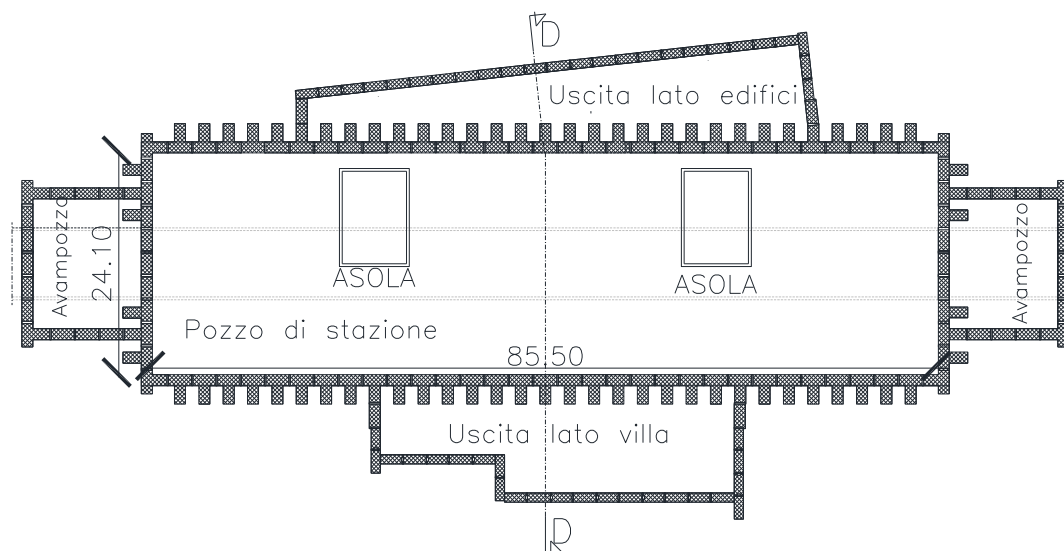


Figura 0.5: Pianta Stazione San Pasquale

Per la realizzazione dei diaframmi è stata utilizzata l'idrofresa: si tratta di un'attrezzatura fresante (chiamata *cutter*) avente la stessa sezione del pannello da realizzare, sospesa ad un escavatore cingolato e dotata all'estremità inferiore di due batterie

fresanti in movimento rotatorio sincrono opposto azionate da un motore idraulico. La stabilità dello scavo è stata assicurata da fango bentonitico. Il fango è stato mantenuto in movimento nel corso delle operazioni di scavo: i detriti di scavo sospesi nel fluido stabilizzante sono stati allontanati mediante circolazione inversa e trasferiti all'unità di dissabbiamento da cui il fango depurato e rigenerato è stato reimmesso nello scavo. Il procedimento costruttivo di un diaframma tramite idrofresa ha comportato: la realizzazione di un muro guida (correa) in c.a. necessario ad impostare l'andamento dello scavo, pre-scavo e posizionamento dell'idrofresa, scavo della mandorla primaria e secondaria del pannello primario e realizzazione (posa delle gabbie di armatura e getto) del pannello primario, con compenetrazione della mandorla primaria in quella secondaria di 0,8 m, infine, scavo della mandorla primaria e secondaria del pannello secondario con fresatura di 15 cm delle ali di pannelli primari adiacenti e realizzazione (posa delle gabbie di armatura e getto) del pannello secondario.

Le elevate dimensioni dello scavo del singolo diaframma (circa 6 m² in pianta per 50 m di profondità) e la presenza della falda a partire praticamente dal piano campagna, hanno suggerito alcuni ulteriori accorgimenti atti a garantire la stabilità degli scavi soprattutto nei primi metri di profondità. L'eventuale collasso delle pareti dello scavo di un pannello erano infatti da scongiurare in modo assoluto sia per evitare risentimenti in superficie sia per le difficoltà operativa connesse alla ripetizione delle operazioni di scavo. Pertanto, prima della realizzazione dei pannelli è stato realizzato un trattamento dei primi 10 m di terreno mediante *Cutting Soil Mixing* (CSM), una tecnologia derivata dalla tecnologia del *deep mixing* che comporta l'impiego di macchinari analoghi alle idrofrese; in questo caso un legante (calce e/o cemento) viene mescolato meccanicamente con il terreno per formare dei pannelli di terreno trattato. La realizzazione dei pannelli in CSM è avvenuta in due fasi: una prima fase di discesa del *cutter*, in cui il terreno è stato frantumato e disgregato dalle teste fresanti mentre, nell'area compresa fra le teste stesse, viene iniettata una miscela cementizia; una seconda fase di estrazione del *cutter* in cui le teste fresanti ruotano verso l'interno impastando la miscela con il terreno, ottenendo infine un pannello rettangolare.

In Figura II.6 è riportata la sezione trasversale dei diaframmi a T con indicazione delle mandorle e dei pannelli primari P-P e secondari P-S, mentre in Figura II.7 è riportata la pianta dei diaframmi con indicazione delle murette e le zone che sono state soggette al trattamento CSM.

I pannelli a protezione degli scavi delle discenderie sono invece piani e sono stati realizzati con benna mordente. In questo caso lo scavo dei diaframmi è avvenuto con fango a riposo in quanto la benna mordente, sospesa ad una fune o solidarizzata ad un'asta di manovra rigida tipo *kelly*, operando in modo intermittente, ad ogni discesa ha disgregato il terreno e lo ha asportato sostituendolo con uno stesso volume di fango bentonitico in modo da stabilizzare le pareti dello scavo.

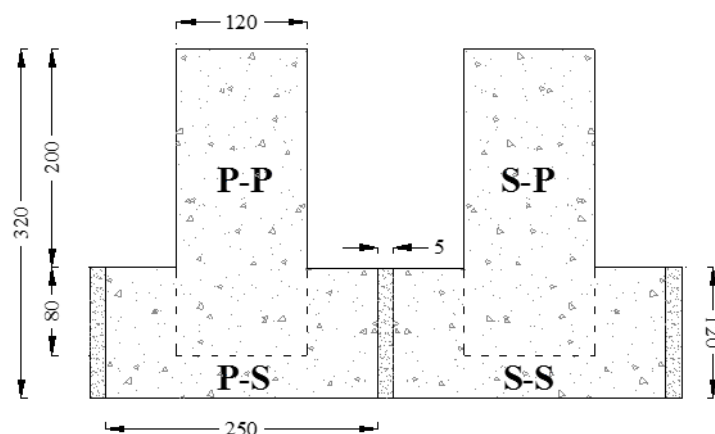


Figura 0.6: Sezione trasversale dei diaframmi a T

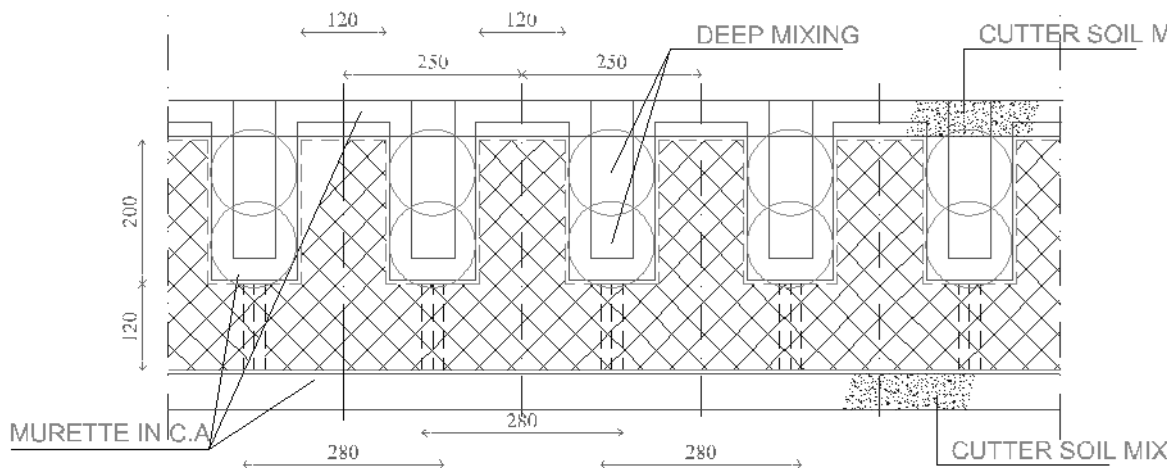


Figura 0.7: Pianta dei diaframmi a T a sostegno dello scavo

In corrispondenza dei lati corti del pozzo di stazione sono posizionati i due avampozzi, di pianta pressoché quadrata (Figura II.5), di dimensione 14.1 x 11.8 m, necessari per effettuare la manutenzione della TBM. Il sostegno degli avampozzi è affidato a pannelli rettangolari spessi 1.2 m, spinti fino a 50 m di profondità da p.c.. Al fine di eseguire le operazioni di manutenzione della TBM in sicurezza, la fascia di terreno

all'interno degli avampozzi dello spessore di 18 m e comprendente la galleria è stata consolidata con *jet grouting*. La tecnologia *jet grouting* è un intervento di consolidamento del terreno che consiste nell'iniezione ad alta velocità di uno o più fluidi nel terreno, provocandone la disgregazione della struttura e la miscelazione (e parziale sostituzione) con il legante iniettato, formando così un elemento colonnare di terreno consolidato. Si è fatto ricorso a questa lavorazione anche per la realizzazione dei tamponi di fondo dei pozzi di uscita con funzione idraulica e strutturale. In Figura II.8 e II.9 sono riportate la pianta e le sezioni raffiguranti le zone sottoposte a trattamento *jet grouting*.

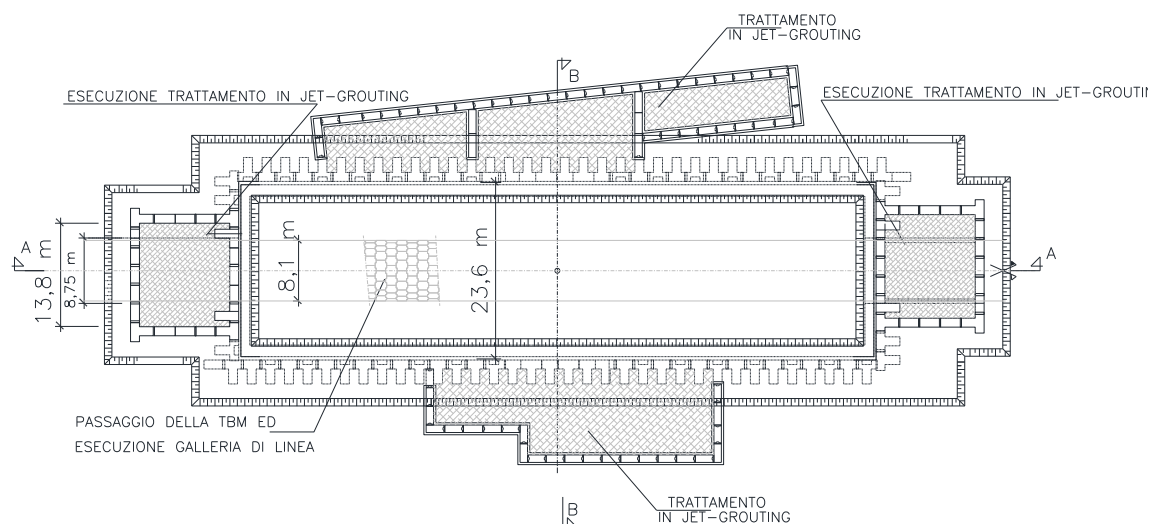


Figura 0.8: Planimetria con indicazione delle zone sottoposte al trattamento *jet grouting*

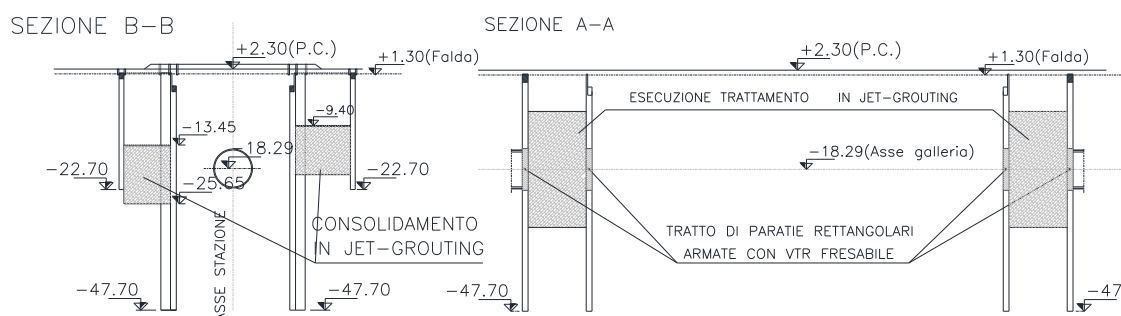


Figura 0.9: Sezioni AA e BB indicate in Figura II.8 con indicazione delle zone sottoposte al trattamento *jet grouting*

I lavori per la realizzazione della stazione sono cominciati nel settembre del 2008 e nel luglio 2014 sono state terminate le sole opere strutturali, al netto degli impianti e dei rivestimenti architettonici. La galleria è stata realizzata prima dello scavo

del pozzo, ma dopo aver costruito i diaframmi della stazione, per cui i pannelli a sezione rettangolare di testata della stazione (lati corti), sono stati armati con barre di VTR per poter essere attraversati dalla testa fresante della TBM. Dopo la costruzione dei diaframmi e il passaggio della TBM, lo scavo del pozzo di stazione è avvenuto seguendo la tecnica “*top-down*”. E’ stato dunque realizzato dapprima il solettone di copertura dello spessore di 1.9 m, dopodiché è cominciata la fase di approfondimento dello scavo durante la quale sono stati realizzati i solai di interpiano perfettamente ancorati alle paratie laterali che hanno assolto alla funzione di controventi dei diaframmi. In particolare i solai sono stati realizzati a quota estradosso rispettivamente di -6.2 m s.l.m., -10.8 m s.l.m., -19.36 m s.l.m. e infine, una volta raggiunta la quota di fondo scavo, è stata disposta una guaina impermeabile sulla quale è stato gettato il solettone di fondo dello spessore di 2.8 m, a chiusura della scatola interna di stazione. Successivamente si è proceduto dal basso verso l’alto con la costruzione della scatola strutturale e al taglio dei solai che fungevano da puntoni provvisori. Le lavorazioni sono state condotte in condizioni asciutte grazie al pompaggio della falda di almeno 5 m dal fondo scavo, che si è concluso al termine dell’impermeabilizzazione della scatola di stazione.

In Figura II.10 e II.11 sono riportate le sezioni finali trasversali e longitudinali indicate nella planimetria di Figura II.5. In Figura II.12 è riportata la sezione longitudinale con indicazione della posizione dei solai permanenti e temporanei. In particolare i solai in rosso non sono soggetti al taglio, tutti gli altri sono stati rimossi al termine dello scavo.

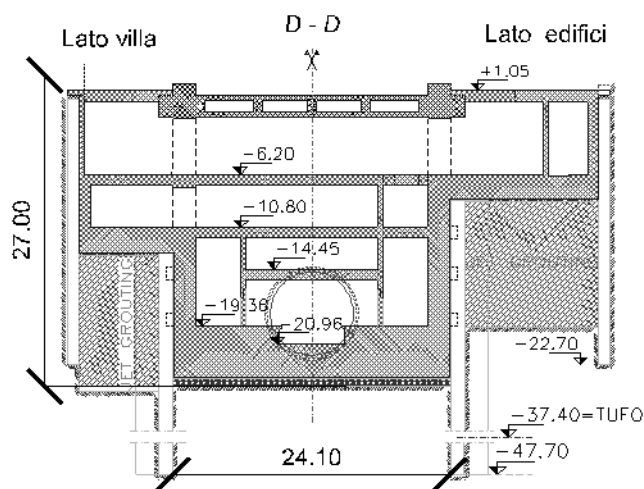


Figura 0.10: Sezione trasversale della stazione San Pasquale

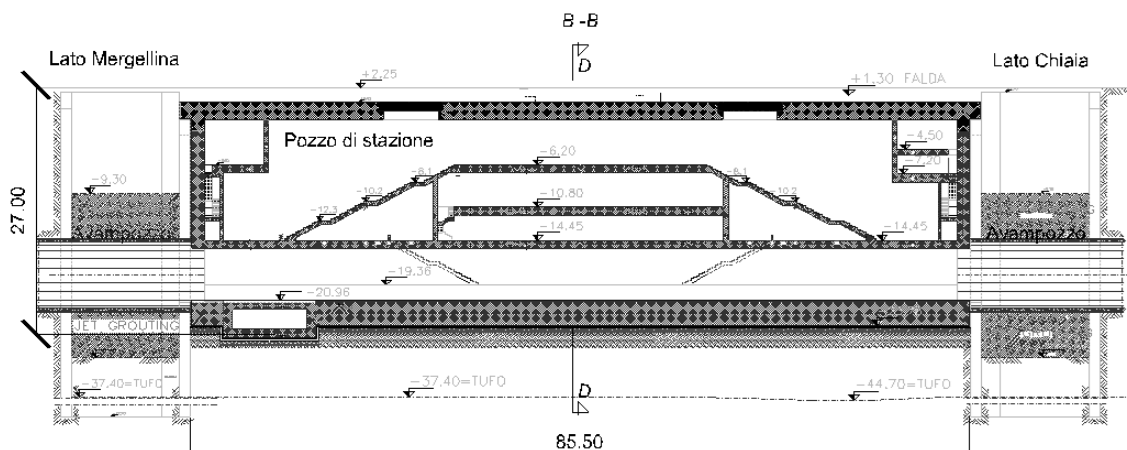


Figura 0.11: Sezione longitudinale della stazione San Pasquale

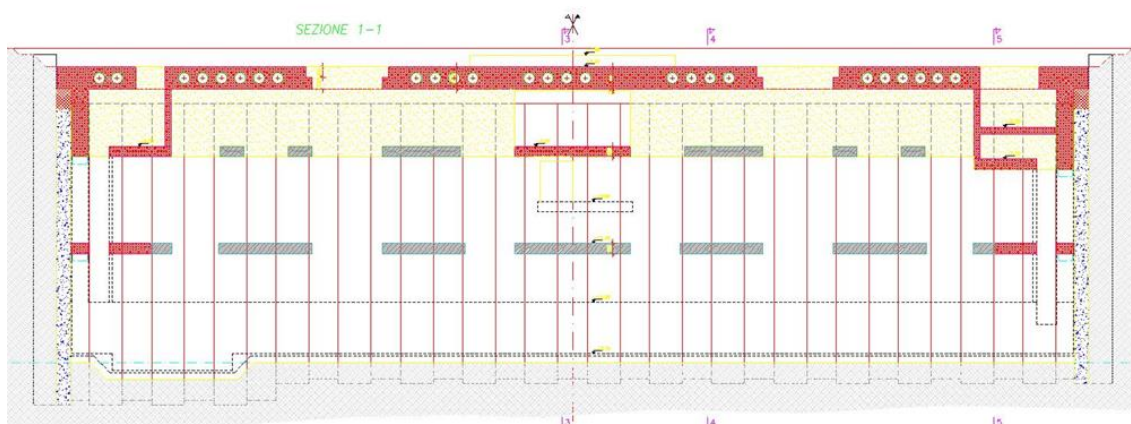


Figura 0.12: Sezione longitudinale con indicazione dei solai soggetti al taglio

I.6 Caratterizzazione geotecnica

I.6.1 Inquadramento geologico e geomorfologico

L'opera oggetto dello studio è inserita in un'area di origine vulcanica che prende il nome di distretto Vulcanico Flegreo-Napoletano, formatosi grazie alla successione di diverse eruzioni. In questo scenario è possibile identificare la conca di Chiaia ovvero l'arco litoraneo che si estende da via Piedigrotta a Piazza dei Martiri. L'area presenta caratteristiche omogenee ed è interessata da un substrato di tufo vulcanico litoide, coperto da una coltre di terreni sciolti di origine piroclastica (pozzolana, pomici, sabbie) caratterizzati, nell'insieme, da uno stato di addensamento medio-alto e da una permeabilità

media o alta. Gli strati più superficiali sono stati alterati dalle acque e sedimentati in ambiente marino o da retrospiaggia. In superficie si rinvenivano materiali di riporto antropico di costituzione assai varia, con spessori che giungono fino ad una decina di metri. Alcuni dipinti custoditi nel Museo Pignatelli di Napoli hanno permesso di ricostruire i cambiamenti morfologici dell'area. Verso la fine dell'800 il litorale della Riviera di Chiaia ha subito una radicale trasformazione antropica caratterizzata dal riempimento delle spiagge limitrofe in corrispondenza della fascia dei palazzi lungo la costa. La Figura II.13 mette a confronto un dipinto del pittore olandese Caspar Adrians Van Wittel risalente al 1729 con una foto odierna del borgo di Chiaia: è chiaramente visibile lo spostamento della linea di costa con conseguente ampliamento della fascia costiera.

Il piano campagna è pianeggiante ed è posto ad una quota praticamente costante e compresa tra +2 m e + 2.30 m s.l.m. secondo i rilievi eseguiti in occasione dei sondaggi geotecnici. Il pelo libero della falda freatica, posto ad una quota compresa tra +1 e + 1.5 m s.l.m., si rinviene ad una profondità ridotta. Lo scavo del pozzo di stazione occupa un'area di circa 2000 m² completamente immerso in acqua, ne derivano dunque interazioni tra il manufatto e la falda idrica.



Figura 0.13: Ampliamento antropico della Riviera di Chiaia

1.6.2 Campagne di indagine

La Relazione geologica redatta da Ansaldo nel 2010 documenta che l'area di stazione è stata interessata da diverse campagne di indagine che hanno permesso di individuare un modello stratigrafico semplificato di sottosuolo e quantificare i parametri da utilizzare nelle analisi progettuali. La Tabella II.1 riassume in maniera schematica tutte le prove eseguite nel corso delle numerose campagne di indagine; l'ubicazione dei sondaggi e delle prove disponibili per la caratterizzazione geotecnica è riportata nella planimetria di Figura II.14.

Capitolo II – La stazione San Pasquale, opera e terreni

Tabella 0.1: Sondaggi e indagini per la caratterizzazione geotecnica

Sond.	Anno	Quota p.c. m. s.l.m.	Campioni	SPT	CPT	Cross- Hole	SDMT	Quota falda m. s.l.m.	Quota tet- to tufo m. s.l.m.
B87	1990	3,4	1	5					
S196	1990	2,3	2	4					
S197	1990	2,3		5					
S198	1990	2,3	1	5					-37,9
S199	1990	2,3	1	5					-36,2
S227	1990		1	8					
P3	1998-2000	2,6		6	x			0,9	
P4	1998-2000	2,6		6	x			0,9	
P5	1998-2000	2,6			x			1,1	-38,9
S1	2005	2,23		8				0,78	-31,97
S2	2005	2,06		9				0,81	-38,94
SG1	2005	2,27		9					-38,43
SG2	2005	2,27		9					-42,23
SG3	2005	2,27		9					-45,23
SG4	2005	2,29		8					-35,71
SG5	2005	2,03		8					-33,97
SG6	2005	2,37							-37,63
SG7	2005	2,29		8					-34,21
SG8	2005	2,01		9					-43,49
SDTM1	2005						x		
SDTM2	2005						x		
SASP1	2008	2,3			x	x			
SASP2	2008	2,4			x	x			
SASP3	2008	2,2							
SASP4	2008	2,5							
SASP5	2008	2,4							
SASP6	2008	2,3							

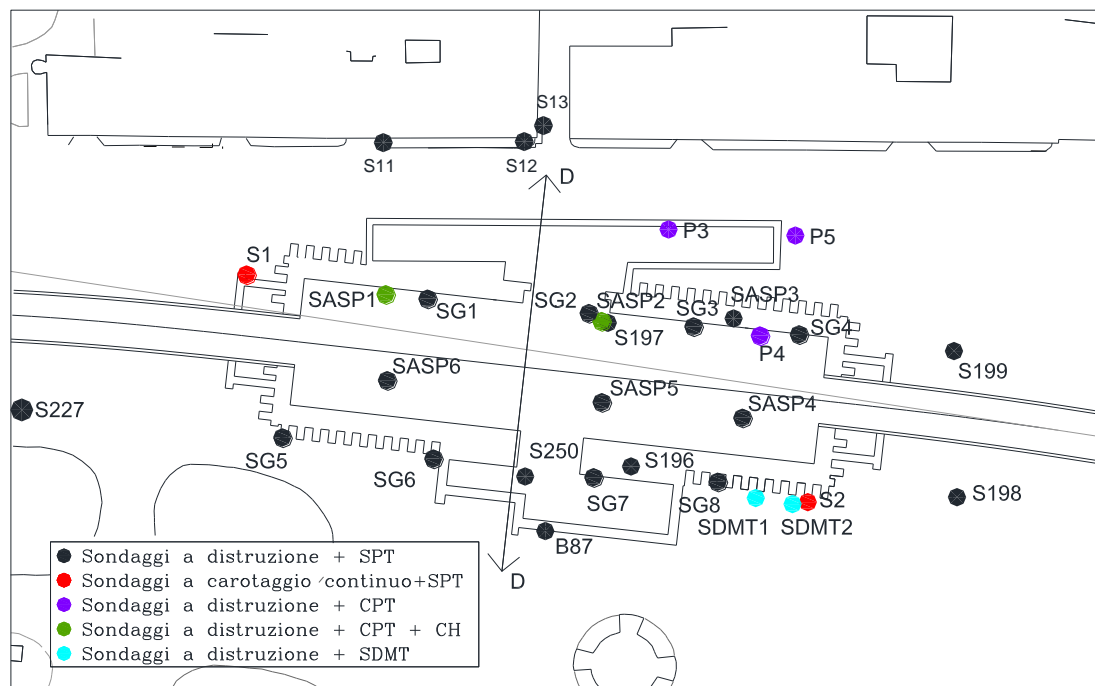


Figura 0.14: Planimetria con ubicazione dei sondaggi e delle prove SDMT

Le prime informazioni derivano dalla campagna di indagine del 1990 che riguardava per la maggior parte le opere già costruite per i Mondiali '90. In questa occasione sono stati prelevati campioni indisturbati dei terreni sciolti per i primi 25 m di profondità, sui quali sono state eseguite prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà indice, delle caratteristiche fisiche e meccaniche (in ordine: contenuto d'acqua, peso dell'unità di volume saturo, grado di saturazione, peso dell'unità di volume secco, permeabilità, tensione di confinamento e tensione deviatorica delle prove triassiali). In Tabella II.2 sono elencati i campioni prelevati e le proprietà ricavate.

Successivamente, nel periodo compreso tra il 1998 e il 2000, sono state condotte indagini integrative consistenti essenzialmente in sondaggi a carotaggio continuo o a distruzione e la realizzazione di tre prove CPT in prossimità dei sondaggi. Nel corso della stessa campagna di indagine sono stati prelevati dei campioni di tufo e sottoposti a prove di rottura per compressione uniassiale. I provini appartengono alla tratta tra la stazione di Chiaia e San Pasquale, ma si ritiene ragionevole poter estendere le informazioni ricavate all'intero banco tufaceo. In Figura II.15 è riportata la planimetria con l'ubicazione dei sondaggi dai quali sono stati estratti i campioni. In Tabella II.3 sono elencati i campioni con i risultati delle prove. Si noti che i valori della resistenza sono

Capitolo II – La stazione San Pasquale, opera e terreni

piuttosto variabili e compresi tra 1,9 e 9 MPa, con valore medio pari a 2,84 MPa. Il peso secco dell'unità di volume varia tra 13,1 e 14,3 kN/m³ con un valore medio di 13,8 kN/m³.

Tabella 0.2: Prove di laboratorio della campagna di indagini del 1990

Sond.	N°	Prof. Media	materiale	w	γ_{sat}	Sr	γ_s	k	σ'_3	$\sigma_1 - \sigma_3$
		m		%	kN/m ³		kN/m ³	cm/s	kPa	kPa
B87	1	11,45	Sabbia	0,489	16,38	0,924	11	0,007		
S196	1	15,75	Sabbia	0,231	19,24	0,938	15,63			
		15,75		0,23	19,49	0,967	15,85	triassiale	150	968
		15,75		0,233	19,55	0,984	15,85		300	1674
		15,75		0,231	19,51	0,975	15,84		450	2497
	2	23,7	Piroclastiti	0,361	17,43	0,956	12,81			
		23,7		0,374	16,78	0,9	12,21	triassiale	200	686
		23,7		0,366	17,14	0,93	12,55		300	997
		23,7		0,351	17,08	0,905	12,65		400	1350
S198	1	24,75	Piroclastiti	0,348	17,11	0,897	12,69			
		24,75		0,356	17,22	0,919	12,71	triassiale	200	714
		24,75		0,354	17,15	0,908	12,67		300	1003
		24,75		0,342	17,25	0,905	12,86		400	1536

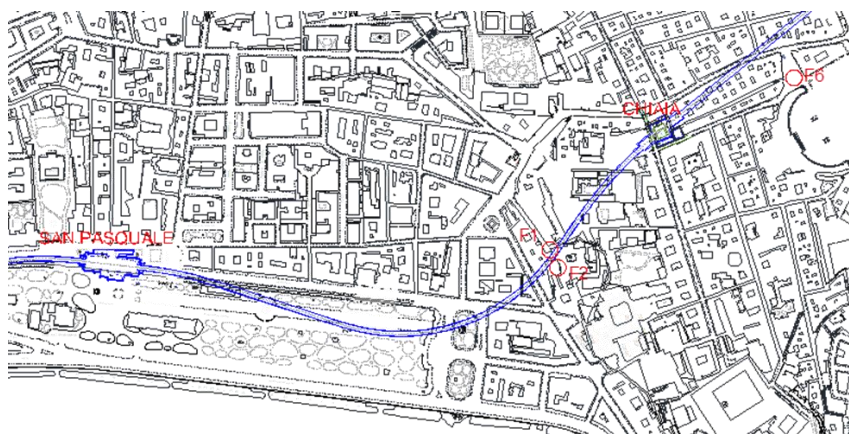


Figura 0.15: Planimetria con ubicazione dei sondaggi da cui sono stati prelevati i campioni sottoposti a prova di compressione monoassiale

Capitolo II – La stazione San Pasquale, opera e terreni

Tabella 0.3: Elenco dei campioni sottoposti a prova di compressione monoassiale

Sondaggio	Provino	Profondità	γ	γ_s	Resistenza a compressione uniaassiale
		(m)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(Mpa)
F6	1	14,00-14,35	16,2	13,2	3,86
	2	13,35-14,72	16	13,1	3,96
	3	15,00-15,39	17	13,8	4,65
	4	19,50-19,90	17,3	14,1	5,06
	5	19,90-20,25	17,1	14	5,89
	6	21,20-21,50	16,9	13,9	7,16
	7	21,50-21,80	17,8	14,2	7,2
	8	22,00-22,30	17,6	13,8	8,99
	9	22,30-22,70	17,3	14,3	8,62
	10	23,75-23,95	16,7	14,1	3,63
	11	25,65-26,00	17,6	14	4,55
	12	28,35-28,70	17,1	13,8	2,78
	13	29,30-30,00	17,1	13,8	4,12
F1	1	10,10-10,50	17,1	13,9	5,69
	2	10,70-11,20	17,4	13,8	5,87
	3	11,40-11,85	17	14	5,11
	4	14,00-14,50	17,1	14,1	5,83
	5	16,70-17,00	17,1	14,1	7,13
	6	19,32-19,62	16,6	13,8	3,71
	7	22,30-22,70	16,8	14	4,17
	8	23,03-23,38	17,7	14	3,51
	9	24,00-24,29	16,9	13,7	3,24
	10	25,60-26,00	17,2	14	2,95
	11	27,80-28,01	17,7	13,9	3,8
	12	28,75-29,05	16,5	13,8	2,78
	13	31,00-31,65	17	13,8	4,08
	14	33,30-33,60	17,5	14	5,74
	15	35,50-35,80	17,8	14,2	3,23
F2	1	17,75-18,00	16,2	13,2	2,58
	2	19,00-19,22	16	13,1	3,17
	3	23,30-23,60	15,6	13,6	1,9
	4	23,80-24,15	16,7	13,7	3,19
	5	24,15-26,25	16,2	13,5	2,46
	6	26,25-26,55	17,9	13,8	4,4
	7	26,55-26,85	17,1	13,8	4,13
	8	27,00-27,31	17,8	13,9	4,59
	9	29,50-29,81	17,7	13,9	5
	10	30,10-30,50	17,4	14	8,86
	11	30,80-31,28	16,9	14	3,03
	12	32,77-33,20	17,1	13,5	1,96

Nel 2005 è stata eseguita una ulteriore campagna di indagini integrativa, prevalentemente finalizzata ad una caratterizzazione di maggiore dettaglio del sottosuolo interressato dalla costruzione dei nuovi pozzi di stazione di Arco Mirelli, San Pasquale e Chiaia. In particolare, per la stazione San Pasquale sono stati eseguiti n. 2 sondaggi a carotaggio continuo spinti ben all'interno del banco di tufo giallo napoletano e n. 8 sondaggi a distruzione per l'identificazione della quota di rinvenimento del tetto del banco di tufo. I due sondaggi geotecnici a carotaggio continuo del 2005 (S1 e S2) sono stati eseguiti in due spigoli opposti del pozzo di stazione in progetto mentre i sondaggi a distruzione da SG1 a SG8 del 2005 sono stati eseguiti lungo i lati lunghi del pozzo mede-

simo. In tutti i sondaggi sono state effettuate prove penetrometriche tipo SPT a varie profondità per la stima delle caratteristiche dei materiali sciolti posti al di sopra del banco tufaceo; i relativi risultati sono riportati in diagramma nella Figura II.16. Si dispone inoltre di prove di permeabilità in sito tipo *Lefranc* per i terreni sciolti e *Lugeon* per il banco tufaceo eseguite a varie profondità nei vari sondaggi i cui risultati sono riportati rispettivamente in Tabella II.4 e II.5. Successivamente alla costruzione dei diaframmi è stata organizzata una prova di *dewatering* che ha consentito di dimensionare il sistema di pompaggio ed eseguire lo scavo in asciutto.

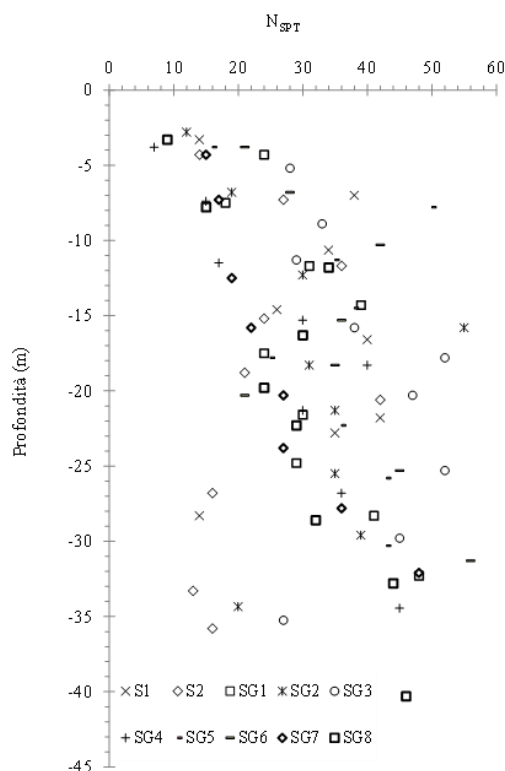


Figura 0.16: Prove SPT eseguite nei sondaggi della stazione San Pasquale

Capitolo II – La stazione San Pasquale, opera e terreni

Tabella 0.4: Prove di permeabilità Lefranc nei terreni sciolti

Sond.	Prof. media <i>m</i>	terreno	<i>k</i> <i>cm/sec</i>
P3	9,5	sabbie	5,81E-05
P3	15,75	sabbie	1,03E-04
P3	22,25	piroclastiti	6,41E-05
P4	9,5	sabbie	8,37E-05
P4	15,55	sabbie	4,99E-05
P4	21,75	piroclastiti	5,19E-06
P5	15,85	sabbie	6,40E-05
P5	22,5	sabbie	6,43E-06
P5	43	tufo	2,14E-05

Tabella 0.5: Prove di permeabilità Lugeon su campioni di tufo

Sond.	Prof. media <i>m</i>	terreno	<i>k</i> <i>cm/sec</i>
S1	35	tufo	1,66E-04
S1	37,2	tufo	1,53E-05
S1	39,5	tufo	4,38E-05
S1	41,4	tufo	4,22E-05
S1	43,5	tufo	5,18E+05
S2	42,5	tufo	8,40E-05
S2	44,5	tufo	2,03E-05
S2	46,5	tufo	2,28E-05
S2	48,5	tufo	3,86E-05

Nel settembre 2008, a seguito di una variante al progetto, è stata eseguita un'altra campagna di indagini, comprendente n. 6 sondaggi e n. 2 profili CPT. I sondaggi sono stati realizzati all'interno dell'area di stazione ad una distanza reciproca di circa 4 m, mentre le prove CPT sono state eseguite ad una distanza di circa 1,5 m dai sondaggi SSP1 e SSP2. La Figura II.17 riporta i n.5 profili penetrometrici della campagna 1998-2000 e del 2008 che confermano le buone caratteristiche meccaniche dei materiali sciolti presenti al di sopra del tufo già indagate attraverso prove SPT nella campagna del 2005. Sempre nel 2008 è stata eseguita una prova *cross hole* utilizzando i fori SASP1 e SASP2 spinta fino alla profondità di 46 m nel corso della quale sono state misurate le velocità delle onde P ed S il cui andamento con la profondità è riportato nelle Figure II.18 e II.19.

Infine nel 2009 sono state eseguite due prove (SDMT1 e SDMT2) con Dilatometro Sismico. Lo scopo delle prove è stata la valutazione delle variazioni dello stato tensionale del terreno a seguito della costruzione dei diaframmi, pertanto sono state eseguite alla distanza temporale di 6 giorni, in prossimità dei diaframmi a sostegno dello scavo. Entrambe avrebbero dovuto idealmente essere eseguite nello stesso punto. Ovviamente esse sono state distanziate a causa di vari vincoli logistici, ma si ritiene che questo non abbia inficiato i risultati che sono praticamente coincidenti, indicando da una parte la sostanziale omogeneità del terreno nell'area indagata, dall'altra l'assenza di variazioni apprezzabili dei valori misurati pre-post realizzazione del pannello. I risultati sono riportati in Figura II.20, da cui si può immediatamente notare che le prove dilatometriche hanno raggiunto profondità modeste di massimo 24 m.

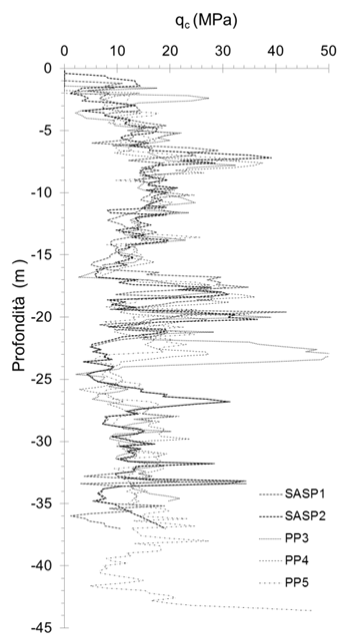


Figura 0.17: 5 profili CPT della stazione di San Pasquale

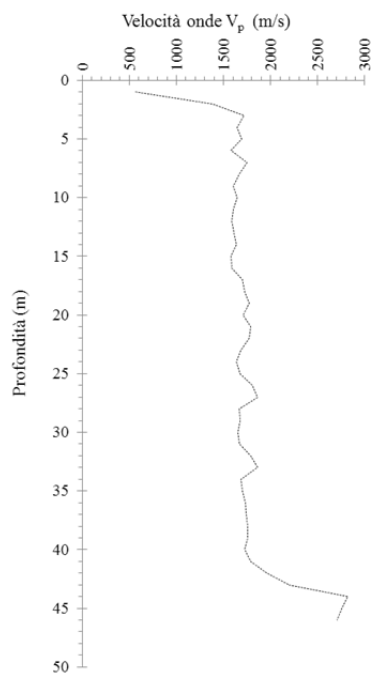


Figura 0.18: Velocità V_p delle onde P da prova cross hole

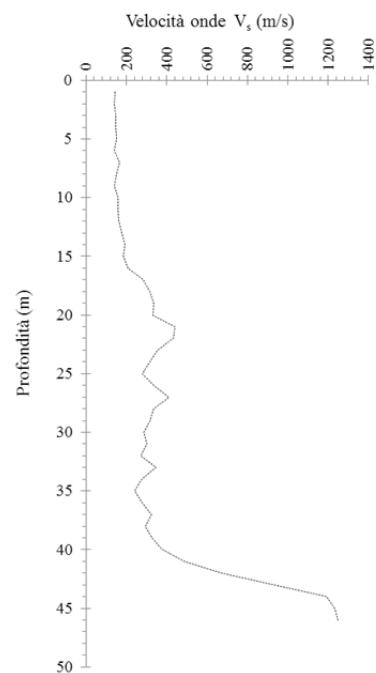


Figura 0.19: Velocità V_s delle onde S da prova cross hole

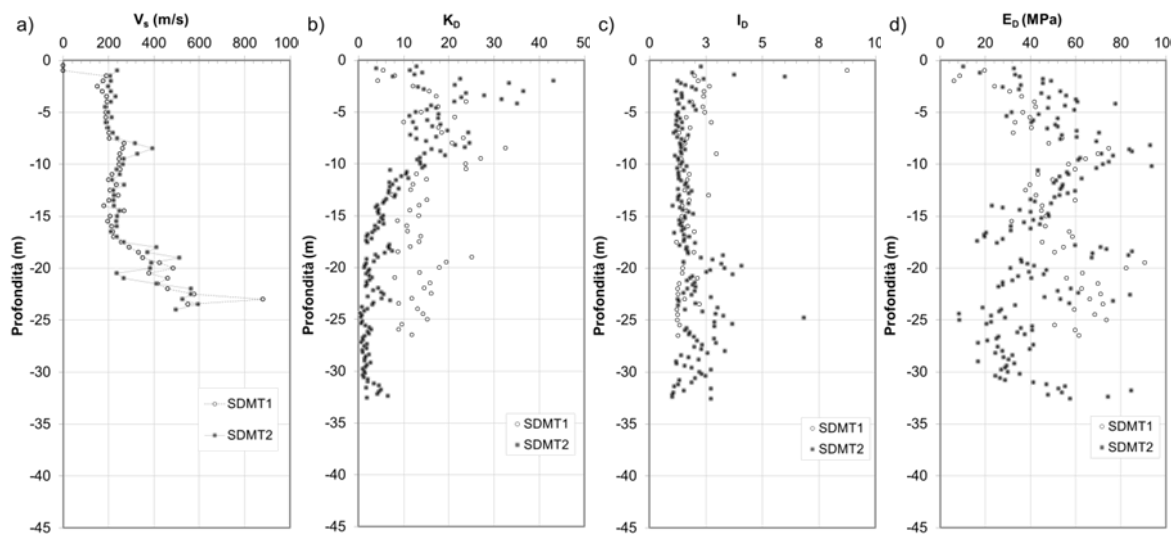


Figura 0.20: Prove dilatometriche sismiche a) velocità delle onde di taglio V_s , b) indice di spinta orizzontale K_D , c) indice di materiale I_D , d) modulo dilatometrico E_D

I.6.3 Interpretazione dei risultati delle indagini

Dalle indagini emerge che la caratteristica più importante del sito investigato è la presenza di una rapida alternanza di depositi sub-orizzontali sostanzialmente sciolti fino ad una profondità di circa 40 m dal piano campagna che giacciono su uno strato di *tufo giallo* litoide. Nell'ambito dei terreni sciolti di copertura, sono stati individuati i seguenti litotipi:

- Riporti;
- Depositi di spiaggia e retroduna (sabbia);
- Pomici;
- Cineriti;
- Piroclastiti in sede;
- Paleosuoli;
- Pozzolana del tufo giallo napoletano.

Alcuni di questi terreni (ad esempio, le piroclastiti in sede, le cineriti, le pozzolane) possono essere considerati relativamente simili, nel senso che possono essere caratterizzati dal punto di vista meccanico con gli stessi valori dei parametri. Altri gruppi, al contrario, presentano al loro interno una spiccata eterogeneità, che richiederebbe un'ulteriore suddivisione in più sottoclassi. Questo aspetto è particolarmente evidente nell'ambito dei depositi di spiaggia e retroduna, dove ad esempio si rinvencono sabbie a granulometria molto diversa e limi più o meno sabbiosi. Altri gruppi, come i paleosuoli e le pomici, sono generalmente di spessore modesto e in prima approssimazione possono essere trascurati.

Sulla base di quanto detto sopra, la stratigrafia è stata suddivisa in quattro strati:

- Strato A: a partire dal piano campagna e fino a circa 17 m di profondità (-15 m s.l.m.) sono presenti alcuni metri di riporti sabbiosi seguiti da uno strato di sabbia di spiaggia e retroduna con diffuse intercalazioni di sottili strati di cineriti e pomici;
- Strato B: dai 17 m e fino a 41 m di profondità circa (-39 m s.l.m.) la stratigrafia diventa più regolare ed uniforme con alternanza di piroclastiti in sede e rimaneggiate;

- Strato C: a 41 m di profondità, tra le piroclastiti in sede e il *tufo giallo napoletano*, si rinviene uno spessore di circa 3 m di tufo alterato denominato *cappellaccio del tufo giallo napoletano*;
- Strato T: dai 44 m di profondità si rinviene il tetto del *tufo giallo napoletano*;

In Figura II.21 è riportata la sezione geologica della zona di interesse da cui è stata dedotta la sezione stratigrafica semplificata.

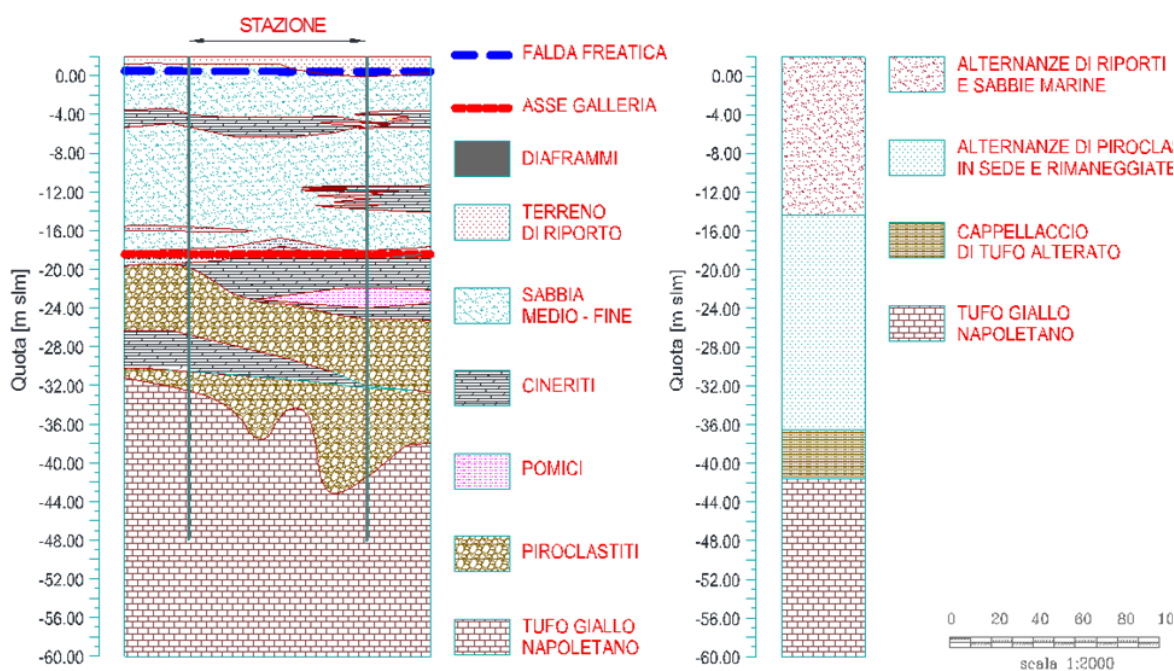


Figura 0.21: Sezione geologica e sezione stratigrafica semplificata

L'andamento del tetto del banco di *tufo giallo napoletano* nell'area di stazione risulta alquanto irregolare, pertanto è stato ritenuto opportuno ricostruirne l'andamento a partire dalle informazioni contenute nella relazione geologica e geotecnica relative alle quote di rinvenimento dello strato tufaceo. I valori delle quote del tetto del tufo per i vari sondaggi sono riportati in Tabella II.6, mentre la ricostruzione spaziale della superficie del tufo, rispettivamente a curve di livello e in 3D, è riportata rispettivamente in Figura II.22 e II.23. Il punto più alto è stato ritrovato nel sondaggio S1 ubicato allo spigolo Nord-Ovest ed ha una quota di circa -32 m s.l.m. Il sondaggio SG5, all'estremo opposto del lato corto occidentale, indica una quota leggermente inferiore e pari a circa -34 m s.l.m. Nel resto del pozzo di stazione il banco tufaceo si trova a quote significati-

vamente inferiori e comprese tra -35 m s.l.m. e -45 m s.l.m. Si ricorda che la massima profondità di scavo è di circa 27 m dal p.c., corrispondente ad una quota di circa -25 m s.l.m. Dunque la quota di fondo scavo, nella zona lato Mergellina, è di 7-10 metri superiore a quella del tetto del banco di tufo. In altri punti invece tale distanza sfiora i 20 m. Nella ricostruzione dello strato di tufo è stato ritenuto opportuno non tener conto del sondaggio SASP2 ubicato vicino al sondaggio SG3 in corrispondenza dei quali la quota del tetto del tufo è stata rinvenuta rispettivamente a -47.23 m slm e -45.23 m slm.

Tabella 0.6: Sondaggi eseguiti nell'area di scavo

Sondaggio	Anno	Quota p.c. (m s.l.m.)	Prof. (m)	Quota tetto tufo (m s.l.m.)
S198	1990	2,3	40,2	-37,9
S199	1990	2,3	38,5	-36,2
S1	2005	2,23	34,2	-31,97
S2	2005	2,06	41	-38,94
SG1	2005	2,27	40,7	-38,43
SG2	2005	2,27	44,5	-42,23
SG3	2005	2,27	47,5	-45,23
SG4	2005	2,29	38	-35,71
SG5	2005	2,03	36	-33,97
SG6	2005	2,37	40	-37,63
SG7	2005	2,29	36,5	-34,21
SG8	2005	2,01	45,5	-43,49
SASP1	2008	2,13	42	-39,87
SASP2	2008	2,27	49,5	-47,23

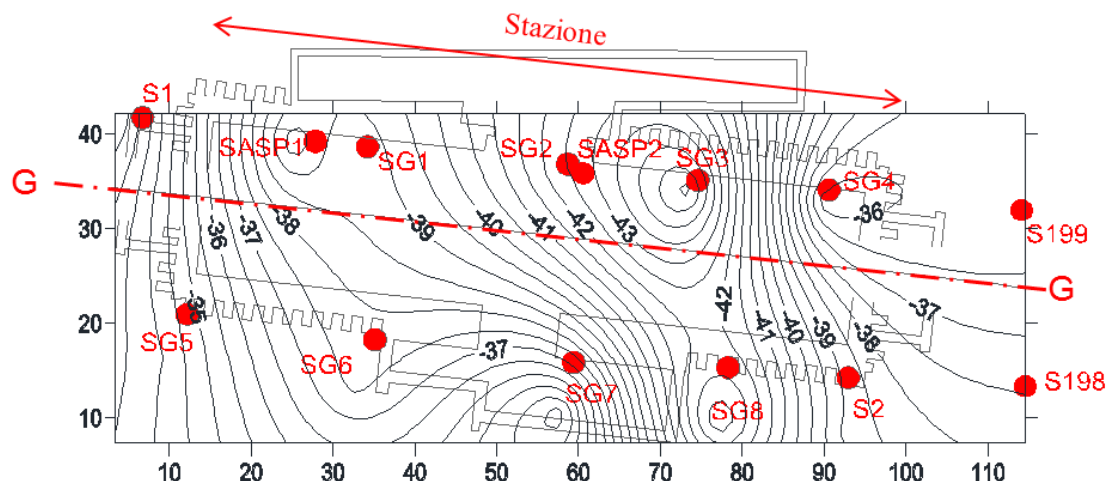


Figura 0.22: Rappresentazione del tetto del tufo a curve di livello con ubicazione dei sondaggi e la pianta della stazione

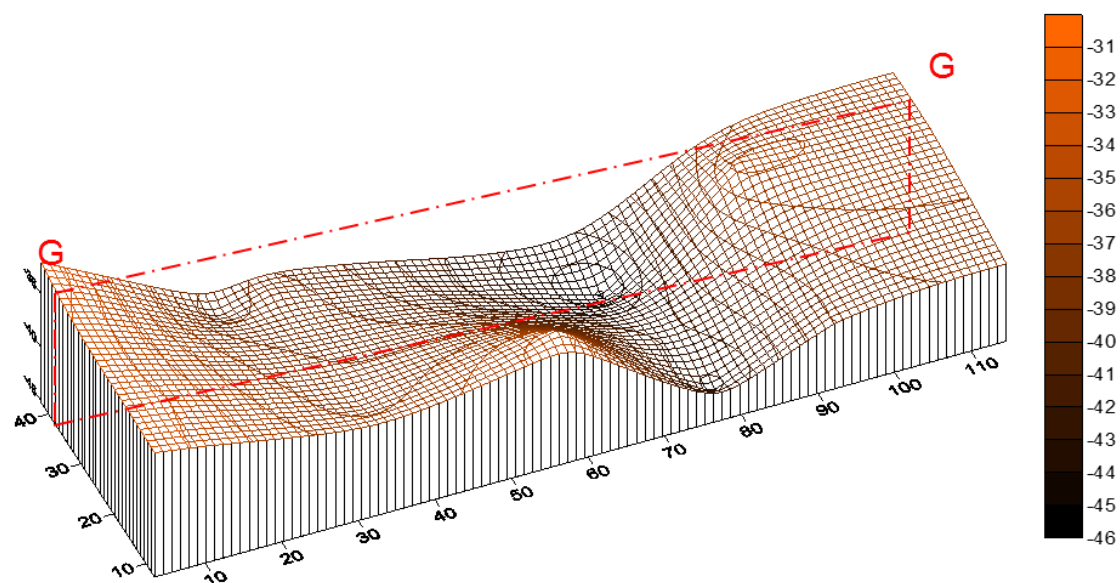


Figura 0.23: Rappresentazione in 3D della superficie del tetto del tufo con indicazione della sezione G-G indicata in Figura II.22

1.6.3.1 Peso dell'unità di volume dei terreni

Ad ogni strato precedentemente individuato è stato attribuito un peso dell'unità di volume γ ottenuto dalla media dei valori ricavati in laboratorio. Allo strato A più superficiale di alternanze di riporti e sabbie marine è stato attribuito un γ_{sat} pari a 18 KN/m³, ai successivi strati di alternanze di piroclastiti in sede e rimaneggiate B, di *cap-pellaccio del tufo* C e di *tufo* T è stato attribuito un γ_{sat} pari a 16 KN/m³. In effetti sia i terreni piroclastici che il tufo del napoletano sono stati approfonditamente studiati da vari Autori e pertanto, una volta identificati con indagini semplici, le loro caratteristiche meccaniche possono essere considerate note con buona attendibilità. Inoltre i risultati di ulteriori prove di laboratorio per le piroclastiti di San Pasquale sono stati pubblicati nella tesi di dottorato di Licata V. (2015).

1.6.3.2 Caratteristiche idrauliche

La permeabilità k rappresenta un parametro molto importante per considerazioni di carattere idraulico dal momento che le opere oggetto di studio sono immerse in falda. Il suo valore dipende dalle caratteristiche del terreno (composizione granulometrica, forma dei grani, stato di addensamento, ecc.) e dal fluido in movimento. Nella Tabella II.7 (Lancellotta, 1987) sono riportati i valori orientativi del coefficiente k tipici dei principali tipi di terreno.

Tabella 0.7: Valori del coefficiente di permeabilità k per diversi terreni (Lancellotta, 1987)

Tipo di terreno	K (m/s)
Ghiaia pulita	$10^{-2} \div 1$
Sabbia pulita, sabbia e ghiaia	$10^{-5} \div 10^{-2}$
Sabbia molto fine	$10^{-6} \div 10^{-4}$
Limo	$10^{-8} \div 10^{-6}$
Argilla omogenea sotto falda	$< 10^{-9}$
Argilla sovraconsolidata, fessurata	$10^{-8} \div 10^{-4}$

Le Tabelle II.4 e II.5 del presente capitolo riassumono rispettivamente i dati delle prove di permeabilità *Lefranc* e *Lugeon* eseguite alle varie profondità. Ad ogni strato del modello semplificato può essere assegnato dunque un valore di permeabilità rappresen-

tativo e pari alla semplice media geometrica dei valori misurati all'interno dello strato stesso:

- Strato A: $k=6,9 \cdot 10^{-7}$ m/s
- Strato B: $k=1,5 \cdot 10^{-7}$ m/s
- Strato C e Strato T: $k=4,1 \cdot 10^{-7}$ m/s

Le informazioni ricavate da tali indagini sono state successivamente tenute in considerazione per eseguire una prova di aggotamento: l'emungimento è avvenuto da più punti di presa disposti all'interno dell'area di stazione nel corso del quale sono state misurate le portate emunte e il conseguente abbassamento del livello idrico. Questo tipo di prova risulta essere certamente la più significativa per la determinazione dei coefficienti di permeabilità k . Dall'interpretazione dei risultati riportati nella “*Relazione sull'interpretazione dei risultati delle prove di svuotamento del pozzo di stazione cod. LM67FX2B25A*” del novembre 2010 sono state individuate le permeabilità dei terreni: per i terreni sciolti è stata considerata una permeabilità di 3×10^{-4} m/s, per il tufo una permeabilità di 3×10^{-5} m/s.:

- Strato A e B: $k=3 \cdot 10^{-4}$ m/s
- Strato C e Strato T: $k=3 \cdot 10^{-5}$ m/s

Si noti che i risultati ottenuti dalla prova di *dewatering* sono di 2 ordini di grandezza maggiori nel tufo e di 3 nei terreni sciolti rispetto ai valori ottenuti dalle prove *Lugeon* e *Lefranc*. Questa diversità probabilmente è legata alla tipologia di prova, infatti le *Lefranc* e *Lugeon* misurano la permeabilità in direzione orizzontale, mentre la prova di aggotamento fornisce la misura del coefficiente di permeabilità nella direzione in cui realmente si innesca il moto di filtrazione.

1.6.3.3 Caratteristiche meccaniche

L'angolo di attrito φ per i terreni sciolti è comunemente stimato sulla base di dati ricavati da prove penetrometriche sia statiche che dinamiche utilizzando le usuali correlazioni empiriche disponibili in letteratura. La relazione tra la resistenza penetrometrica alla punta q_c o il numero di colpi N_{spt} e l'angolo d'attrito φ è influenzata da numerosi fattori quali la non linearità dell'involuppo di rottura, la deformabilità del terreno, la rottura dei grani. Pertanto allo stato attuale si preferisce correlare il valore di q_c alla densità

relativa D_r e poi risalire al valore dell'angolo di attrito φ , invece di utilizzare le correlazioni dirette tra N_{spt} e φ (Viggiani, 1999).

I dati delle prove penetrometriche dinamiche SPT sono stati utilizzati come riportato di seguito:

1. E' stata calcolata la densità relativa D_r (in percentuale) utilizzando la formula II.1 proposta da Terzaghi e Peck (1967) e riesaminata da Skempton (1986):

$$D_r = 100 \times ((N_1)_{60}/60)^{0.5} \text{ (II.1)}$$

dove $(N_1)_{60}$ è il numero di colpi misurati corretti ad una efficienza energetica del 60% e normalizzati al livello tensionale della pressione atmosferica (Equazione II.2):

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} \times (p_a/\sigma'_v)^{0.5} \text{ (II.2)}$$

2. Per le sabbie e le ghiaie esistono diverse relazioni per calcolare l'angolo d'attrito di picco φ_p in funzione della densità relativa D_r . A tal scopo è stata utilizzata la formula (II.3) generalizzata di Schmertmann (1977) valida per i terreni granulari. I valori di φ_{max} e φ_{min} dipendono dalla granulometria del terreno e, sulla base di quanto riportato in letteratura per le piroclastiti del napoletano (Evangelista et al., 2002), nel caso in esame sono stati assunti rispettivamente pari a 40° e 35° :

$$\varphi = \varphi_{min} + (\varphi_{max} - \varphi_{min})D_r(\%) \text{ (II.3)}$$

I risultati dell'elaborazione descritta sono stati diagrammati in funzione della profondità e sono riportati in Figura II.24. Dal grafico a) si può osservare che il numero di colpi standardizzati è molto variabile (tra 9 e 50) e questo evidenzia la forte eterogeneità dei terreni, il grafico b) riporta i valori della densità relativa D_r compresi tra il 40 e il 90% e il grafico c) riporta l'angolo d'attrito di picco φ_p ricavato e compreso tra 37° e 40° .

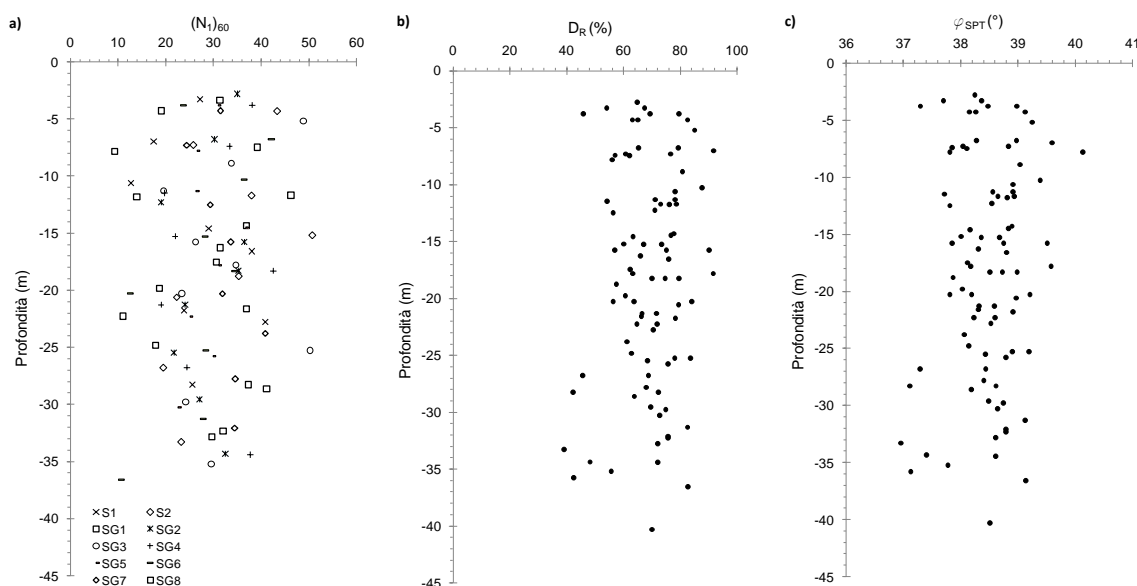


Figura 0.24: Elaborazione delle prove SPT a) $(N_1)_{60}$ b) densità relativa c) angolo di attrito di picco

Le prove CPT forniscono delle misure continue e questo rappresenta un vantaggio rispetto alle prove SPT. I risultati delle prove CPT diagrammati in Figura II.17 suggeriscono una suddivisione degli strati di maggior dettaglio, in particolare gli strati A e B precedentemente introdotti sono stati suddivisi in ulteriori 2 strati:

- Strato A1: a partire dal piano campagna e 7,8 di profondità;
- Strato A2: da 7,8 m a fino a 17 m di profondità (-15 m s.l.m.);
- Strato B1: dai 17 m e fino a 24,2 m di profondità;
- Strato B2: dai 24,2 m e fino ad incontrare il cappellaccio del tufo.

La successiva elaborazione è stata articolata secondo la procedura di seguito:

1. Per ogni strato il valore medio di q_c è stato linearizzato (Figura II.25 a));

2. dal valore di q_c linearizzato è stata calcolata la densità relativa D_r utilizzando l'Equazione II.4 proposta da Jamiolkowski, Ladd, Germaine, & Lancellotta, (1985)

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} \frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.5}} \quad (\text{II.4})$$

Dove q_c e σ'_{v0} sono espressi in t/m^2 .

3. Dal valore della densità relativa D_r è stato calcolato il valore dell'angolo d'attrito di picco φ_p utilizzando la formula (3) generalizzata di Schmertmann (1977) già utilizzata per l'elaborazione delle prove SPT.

Anche in questo caso i risultati dell'elaborazione descritta sono stati diagrammati in funzione della profondità. Il grafico di Figura II.25 a) riporta l'andamento delle q_c linearizzate per i diversi strati sovrapposti alle misure, il grafico di Figura II.25 b) riporta i valori della densità relativa D_r compresi tra il 50 e il 95% per lo strato A1, tra il 65 e il 55% per lo strato A2, tra il 70 e il 80 % per lo strato B1 e tra il 60 e il 65% per lo strato B2. In Figura II.25 c) troviamo l'andamento dell'angolo d'attrito di picco φ_p in funzione della profondità e osserviamo che per lo strato più superficiale A1 è compreso tra 37° e 40° , tra 38° e 39° per lo strato A2, tra $38,5^\circ$ e 39° per lo strato B1 e tra $38,2^\circ$ e $38,6^\circ$ per lo strato B2. Per gli strati superficiali la variabilità dei valori di densità relativa e angolo di attrito è riscontrata sia dalle prove SPT che dalle prove CPT, man mano che aumenta la profondità la variabilità dei risultati delle prove CPT si riduce sempre di più.

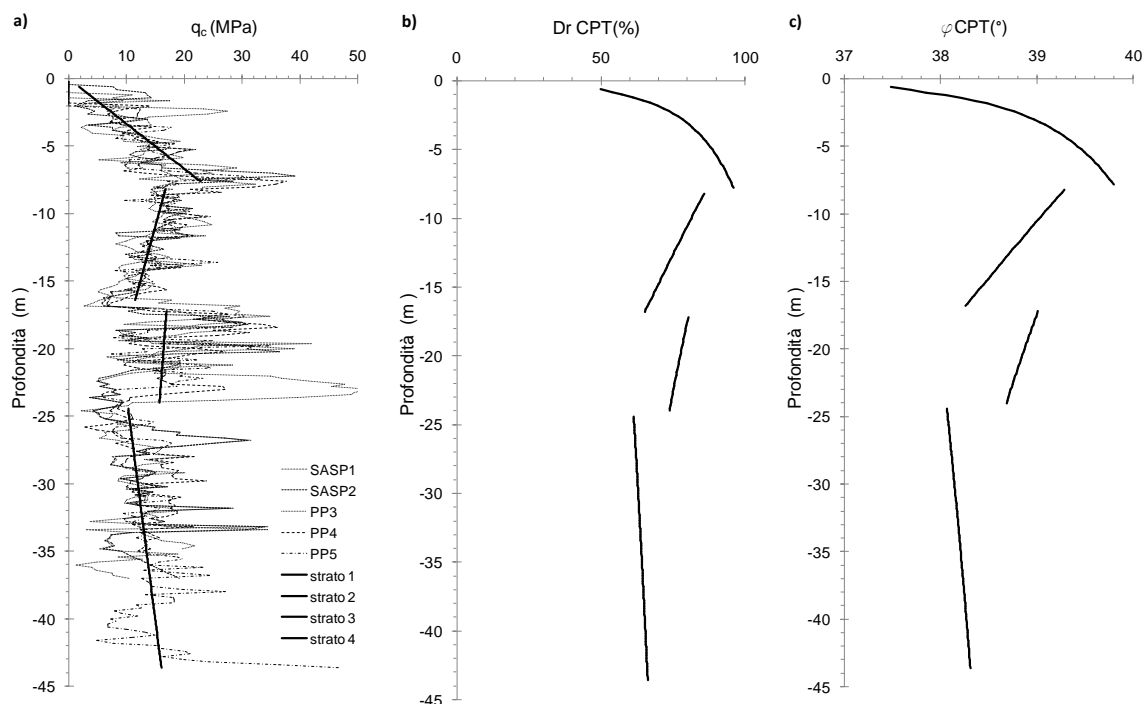


Figura 0.25: Elaborazione delle prove CPT a) q_c linearizzato b) densità relativa D_r c) angolo di attrito di picco φ_p

Riguardo al tufo e al cappellaccio, caratterizzati con un involucro di resistenza alla *Mohr-Coulomb*, si può ritenere da letteratura che un valore ragionevole dell'angolo di attrito sia pari a 27° - 30° (Evangelista et al., 1990). Una volta fissato l'angolo di attrito si possono utilizzare le prove di compressione monoassiale non confinate, i cui risultati sono sintetizzati in Tabella II.3, per stimare un valore di coesione efficace. Si ricorda che in condizioni monoassiali la tensione orizzontale è nulla, pertanto possiamo calcolare c' dalla formula II.5 di Rankine come segue:

$$c = \frac{\sigma'_v}{2} \sqrt{\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}} \quad (\text{II.5})$$

La resistenza σ_t a trazione viene posta in relazione alla resistenza a compressione σ_c sulla base della equazione empirica (II.6) data da Hannat (1974), Mitchell (1976) e Lade (1982)

$$\frac{\sigma_t}{p_a} = T \cdot \left(\frac{\sigma_c}{p_a} \right)^t \quad (\text{II.6}):$$

con p_a pari alla pressione atmosferica e T e t parametri adimensionali. Interpolando i dati dei tufi laziali e del tufo giallo napoletano per via statistica si ottiene $T=0.190$ e $t=0.805$. La resistenza a compressione è quindi ridotta e di un differente ordine di grandezza rispetto a quella a trazione.

La Tabella II.8 consente di osservare che ponendo $\varphi = 27^\circ$, si ottengono valori di c' compresi tra 0,58 e 2,75 MPa con un valore medio di 1,4 MPa, la resistenza σ_t a trazione minima è pari a 0,2 Mpa, la massima a 0,7 Mpa e la media a 0,4 Mpa.

Sulla base di quanto detto, al tufo vengono assegnate le seguenti caratteristiche:

- Tufo: $c'=500 \text{ kN/m}^2$; $\varphi'=27^\circ$; $\sigma_t=150 \text{ KPa}$

Il cappellaccio può essere considerato come un tufo leggermente degradato, pertanto è stato ritenuto opportuno assegnargli le stesse caratteristiche del tufo a meno della coesione:

- Cappellaccio: $c'=150 \text{ kN/m}^2$; $\varphi'=27^\circ$; $\sigma_t=150 \text{ KPa}$

Tabella 0.8: Caratteristiche di resistenza ricavate da prove di compressione monoassiale su campioni di tufo

Sondaggio	Provino	Profondità	γ	γ_s	Resistenza a compressione uniassiale	Coesione con $\varphi'=27^\circ$	Resistenza a trazione σ_t
		(m)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
F6	1	14,00-14,35	16,2	13,2	3,86	1,183	0,359
	2	13,35-14,72	16	13,1	3,96	1,213	0,367
	3	15,00-15,39	17	13,8	4,65	1,425	0,417
	4	19,50-19,90	17,3	14,1	5,06	1,550	0,447
	5	19,90-20,25	17,1	14	5,89	1,805	0,505
	6	21,20-21,50	16,9	13,9	7,16	2,194	0,591
	7	21,50-21,80	17,8	14,2	7,2	2,206	0,594
	8	22,00-22,30	17,6	13,8	8,99	2,755	0,710
	9	22,30-22,70	17,3	14,3	8,62	2,641	0,686
	10	23,75-23,95	16,7	14,1	3,63	1,112	0,342
	11	25,65-26,00	17,6	14	4,55	1,394	0,410
	12	28,35-28,70	17,1	13,8	2,78	0,852	0,276
	13	29,30-30,00	17,1	13,8	4,12	1,262	0,379
F1	1	10,10-10,50	17,1	13,9	5,69	1,743	0,491
	2	10,70-11,20	17,4	13,8	5,87	1,799	0,504
	3	11,40-11,85	17	14	5,11	1,566	0,450
	4	14,00-14,50	17,1	14,1	5,83	1,786	0,501

Capitolo II – La stazione San Pasquale, opera e terreni

	5	16,70-17,00	17,1	14,1	7,13	2,185	0,589
	6	19,32-19,62	16,6	13,8	3,71	1,137	0,348
	7	22,30-22,70	16,8	14	4,17	1,278	0,382
	8	23,03-23,38	17,7	14	3,51	1,075	0,333
	9	24,00-24,29	16,9	13,7	3,24	0,993	0,312
	10	25,60-26,00	17,2	14	2,95	0,904	0,289
	11	27,80-28,01	17,7	13,9	3,8	1,164	0,355
	12	28,75-29,05	16,5	13,8	2,78	0,852	0,276
	13	31,00-31,65	17	13,8	4,08	1,250	0,376
	14	33,30-33,60	17,5	14	5,74	1,759	0,495
	15	35,50-35,80	17,8	14,2	3,23	0,990	0,311
F2	1	17,75-18,00	16,2	13,2	2,58	0,791	0,260
	2	19,00-19,22	16	13,1	3,17	0,971	0,306
	3	23,30-23,60	15,6	13,6	1,9	0,582	0,203
	4	23,80-24,15	16,7	13,7	3,19	0,977	0,308
	5	24,15-26,25	16,2	13,5	2,46	0,754	0,250
	6	26,25-26,55	17,9	13,8	4,4	1,348	0,399
	7	26,55-26,85	17,1	13,8	4,13	1,265	0,379
	8	27,00-27,31	17,8	13,9	4,59	1,406	0,413
	9	29,50-29,81	17,7	13,9	5	1,532	0,443
	10	30,10-30,50	17,4	14	8,86	2,715	0,702
	11	30,80-31,28	16,9	14	3,03	0,928	0,296
	12	32,77-33,20	17,1	13,5	1,96	0,601	0,208

1.6.3.4 Caratteristiche di deformabilità

Le proprietà di deformabilità del terreno sono molto importanti per considerazioni di carattere geotecnico, come per esempio la valutazione dei cedimenti. In Figura II.26 è riportata la curva tensione – deformazione con un ciclo di scarico e ricarico per una sabbia addensata e una sciolta. Il grafico mette in luce che, nel caso di un terreno a grana grossa la deformabilità dipende essenzialmente dal suo grado di addensamento, dallo stato tensionale corrente e dalla storia tensionale precedente degli sforzi a cui è stato soggetto il terreno.

In definitiva:

- minore è il livello deformativo e maggiore è il valore del modulo di rigidità;

- maggiore è il grado di addensamento della sabbia e maggiore è il modulo di deformabilità;
- il modulo relativo ad un ciclo di scarico e ricarico è molte volte maggiore (tipicamente 10 – 20 volte maggiore) di quello relativo alla curva vergine e questo effetto è particolarmente vistoso per sabbie relativamente sciolte.

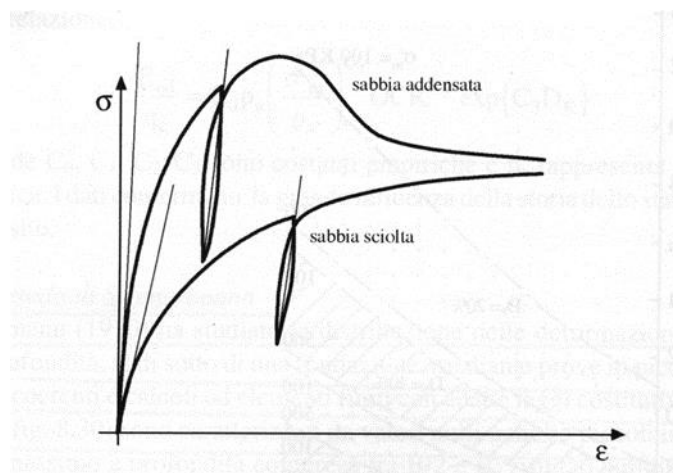


Figura 0.26: Tipiche curve tensione-deformazione per una sabbia con diversi gradi di addensamento

Risulta dunque evidente che i parametri di elasticità associati ad un terreno dipendono soprattutto dal processo di deformazione a cui il terreno sarà sottoposto. Nel caso specifico di opere di sostegno, il livello di deformazione è dovuto in parte alla costruzione dell'opera, e in parte agli effetti di lungo termine.

In letteratura sono disponibili svariate correlazioni tra i moduli di rigidezza del terreno e prove in sito. Per quanto riguarda le prove SPT e CPT, i risultati sono influenzati dal grado di addensamento e dallo stato tensionale corrente, ma risentono poco della storia tensionale esprimibile attraverso il grado di sovraconsolidazione (Jamiolkowski et al., 1985), pertanto le correlazioni ad esse associate sono valide solo per le sabbie normalconsolidate. L'uso di correlazioni valide per terreni normalconsolidati a terreni sovraconsolidati può comportare sopravvalutazioni anche sostanziali dei cedimenti.

La più semplice correlazione suggerita fra resistenza alla punta q_c delle prove CPT e il modulo di deformabilità del terreno è la seguente:

$$E = kq_c \text{ (II.7)}$$

Diversi valori di k sono stati proposti da numerosi Autori quali De Beer (1965), Webb (1969), Schmertmann et al. (1978), Meyerof e Fellenius (1985), Jamiolkowski et al. (1988). Altre fonti più recenti per queste correlazioni sono Bowles (1996), FHWA

(2010), Briaud & Miran (1992), Braiud (1992), Mayne (2007). Si noti che queste correlazioni forniscono moduli associati a cedimenti di fondazioni a carichi di lavoro.

Da quanto detto si ritiene opportuno assegnare agli strati di terreno precedentemente individuati un modulo di Young $E=3 \cdot q_{c, media}$, pertanto per gli strati di terreno sciolto si assume:

- $E_{strato A}=3 \cdot q_c= 40,5 \text{ MPa}$
- $E_{strato B}=3 \cdot q_c= 44,0 \text{ MPa}$

I parametri di deformabilità iniziali, ovvero che si riferiscono al tratto iniziale della curva tensione-deformazione, generalmente sono contraddistinti dal pedice 0 e possono essere ottenuti dall'elaborazione delle velocità delle onde di taglio V_s misurate con prova *cross hole* e con prove dilatometriche sismiche. Il grafico a) di Figura II.27 consente di confrontare le velocità delle onde S ottenute sia dalla prova *cross hole* che dalle prove dilatometriche sismiche. L'accordo tra le misure risulta essere abbastanza soddisfacente, anche se il valore medio delle prove dilatometriche sismiche risulta essere maggiore di quello ricavato dalla prova *cross hole*. Questo potrebbe essere causato da effetti locali legati alle modalità di esecuzione delle prove, infatti nel caso di prove dilatometriche il terreno è localmente compresso dal dilatometro, mentre nella *cross hole*, dopo l'esecuzione del foro, il terreno tende ad espandersi. Le due prove si spingono a profondità diverse: la *cross hole* raggiunge una profondità di circa 46 m e riesce ad intercettare anche lo strato tufaceo mentre le prove dilatometriche si fermano a circa 25 m. Le differenze principali si concentrano soprattutto tra i 7 e gli 11 m di profondità in corrispondenza dei quali le prove dilatometriche hanno intercettato degli strati più densi o maggiormente cementati che la prova *cross hole* non ha rilevato. Si osserva che le velocità delle onde S misurate nei primi 17 m di profondità sono comprese tra 130 e 240 m/s, al di sotto e fino al raggiungimento dello strato di tufo le V_s registrano valori superiori tra 250 e 460 m/s, successivamente, man mano che le misure si approfondiscono nel tufo, le V_s aumentano repentinamente fino a valori superiori a 1000 m/s.

Sulla base delle velocità delle onde di taglio V_s generalmente si preferisce stimare il modulo di taglio G_0 iniziale in quanto, a differenza del modulo di Young E_0 , non dipende dal valore del coefficiente di Poisson ν (Figura II.28). Assegnato il valore di G_0 e per $\nu=0,2$, il valore del corrispondente modulo di Young si ricava con la formula (II.8):

$$E_0 = 2 \cdot G_0(1 + \mu) \text{ (II.8)}$$

In linea di massima i moduli di elasticità calcolati rispettano le indicazioni di letteratura solo per lo strato B, in base alle quali il valore E_0 per i terreni piroclastici del napoletano è compreso tra 30 e 45 volte il valore medio della resistenza alla punta, mentre per i terreni più superficiali tale rapporto di proporzionalità risulta essere più piccolo (circa 9).

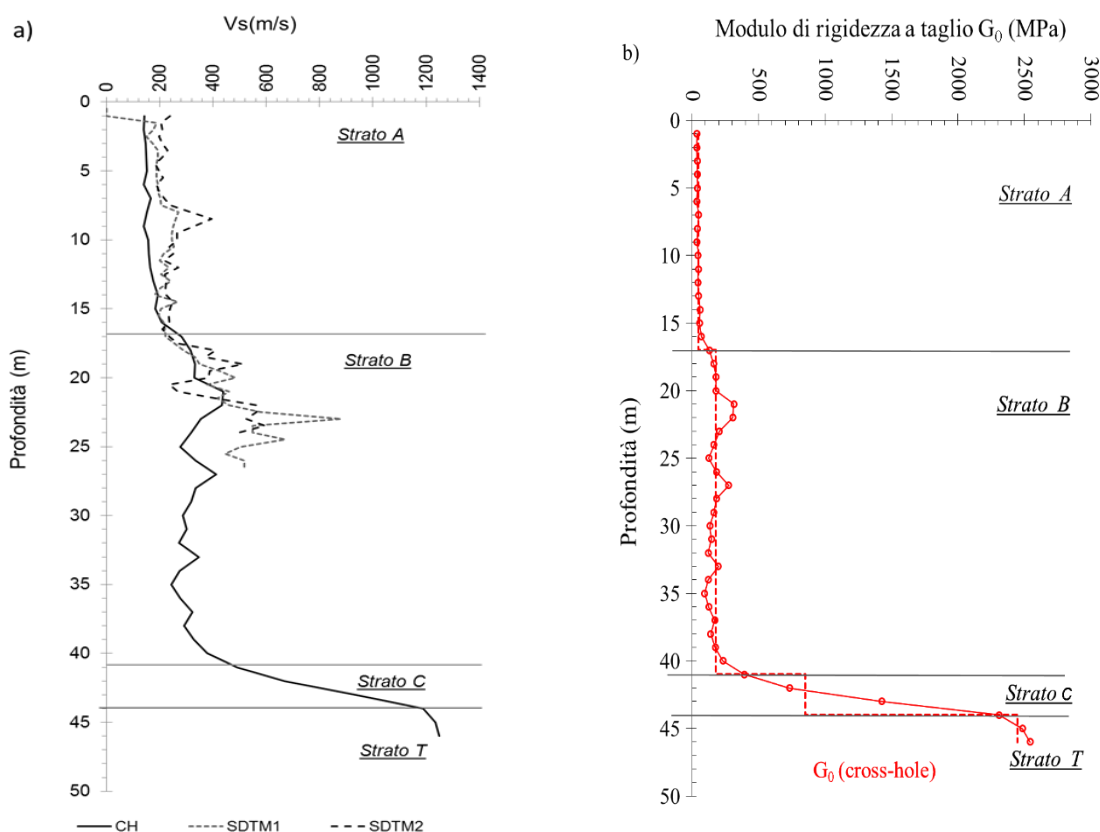


Figura 0.27: Velocità delle onde di taglio V_s misurate con prove dilamometriche e prova cross hole

Figura 0.28: Moduli di rigidezza a taglio G_0 ottenuti elaborando i risultati della prova cross hole

1.6.3.5 Coefficiente di spinta orizzontale a riposo k_0

La determinazione del valore del coefficiente di spinta orizzontale a riposo del terreno k_0 è molto inaffidabile pur disponendo di numerose tecnologie innovative per la misura della tensione orizzontale efficace σ'_{h0} in sito (Mayne, Christopher, & DeJong, 2001). Nella pratica è molto comune correlare il coefficiente di spinta k_0 al grado di sovraconsolidazione OCR mediante una relazione sperimentale dedotta sulla base di prove di laboratorio (Mayne & Kulhawy, 1982):

$$k_0 = (1 - \sin\varphi)OCR^{\sin\varphi} \text{ (II.9)}$$

Le correlazioni empiriche tra il coefficiente di spinta orizzontale del terreno k_0 e il valore di q_c misurato in sito attraverso prove penetrometriche statiche CPT sono state dedotte grazie ai dati raccolti e analizzati di prove in camera di calibrazione su sabbie quarzose pulite (Lunne, Robertson, & Powell, 1997). I risultati derivano da uno studio eseguito su 26 sabbie provenienti da tutto il mondo tenendo conto degli effetti di bordo dovuti alle dimensioni della camera di calibrazione (Kulhawy & Mayne, 1990). Ogni camera di calibrazione ha un diametro compreso tra 0.9 e 1.5m e altezza pari a 8 volte il diametro. La densità relativa del campione è compresa tra il 10% e il 90% circa. Una volta pronto, ogni campione è stato sottoposto ad una serie di stati tensionali applicando tensioni orizzontali e verticali in condizioni di normalconsolidazione e sovraconsolidazione ($1 < OCR < 15$). Nella fase finale sono state eseguite prove CPT in corrispondenza del centro del campione cilindrico. La relazione ottenuta è la seguente (II.10):

$$k_0 = 1.33(q_T)^{0.22}(\sigma'_{v0})OCR^{0.27} \text{ (II.10)}$$

Dove:

- q_T è la resistenza alla punta penetrometrica q_c corretta (Lunne, Robertson, & Powell, 1997), ma per le sabbie questa correzione è minima e pertanto viene trascurata.
- σ'_{v0} è la tensione litostatica verticale efficace
- OCR è il grado di sovraconsolidazione

I risultati delle prove sono riassunti in Figura II.29 in cui è anche indicata la relazione tra la tensione laterale applicata e la resistenza alla punta penetrometrica misurata.

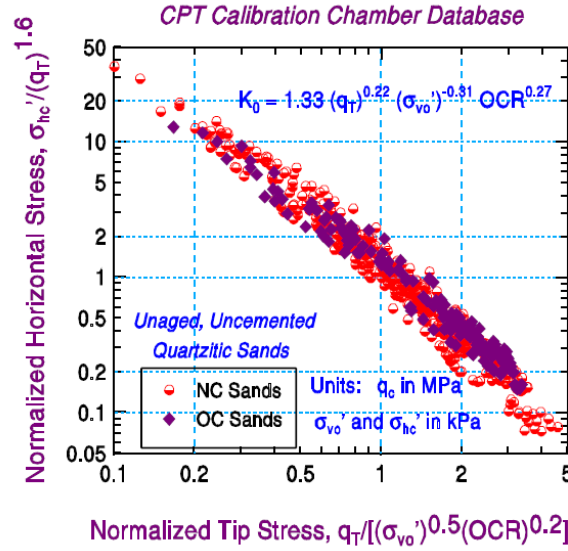


Figura 0.29: Espressione di k_0 determinata in sabbie da prove CPT

Combinando l'espressione riportata in Figura II.29 con la relazione (II.10) di k_0 di Mayne 1982 si ottiene la seguente relazione II.11 per la determinazione di OCR :

$$OCR = \left[\frac{1.33}{k_{0NC}} \frac{q_T^{0.22}}{(\sigma'_{v0})^{0.31}} \right]^{1/(sen\varphi - 0.27)} \quad (II.11)$$

Dove:

- $k_{0NC} = 1 - sen\varphi$ è il coefficiente di spinta a riposo per terreni normal consolidati
- q_T è la resistenza alla punta penetrometrica q_c corretta (Lunne, Robertson, & Powell, 1997), ma per le sabbie questa correzione è minima e pertanto viene trascurata.

Esistono altre relazioni che consentono di valutare il coefficiente di spinta orizzontale utilizzando l'indice delle tensioni laterali k_D ottenuto dalla prova dilatometrica e la resistenza q_c ottenuta dalla prova penetrometrica statica CPT. Elaborazioni ottenute da diversi ricercatori (Schmertmann J. H., 1983); (Marchetti, 1985); (Baldi, et al., 1986) hanno avuto come risultato le seguenti equazioni algebriche II.12 e II.13 per valutare il coefficiente k_0 delle sabbie:

$$k_0 = 0.376 + 0.095k_D - 0.0017 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \quad (II.12)$$

$$k_0 = 0.376 + 0.095k_D - 0.0046 \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \quad (II.13)$$

Per la valutazione di k_0 oggi si raccomanda di usare il valore di -0.005 dell'ultimo termine per le “sabbie di antica deposizione”, anche se tale scelta comporta una certa soggettività (Cestari, 2005).

1.6.3.6 Valutazione del coefficiente di spinta orizzontale in sito k_0 da prove CPT per il sito di San Pasquale

Il valore di k_0 dedotto dalle 5 prove CPT eseguite a San Pasquale è stato valutato mediante la procedura descritta di seguito:

- il valore medio delle q_c è stato linearizzato per ogni strato individuato (Figura II.31);
- sono stati calcolati OCR e k_0 rispettivamente con la Formula II.9 II.11 già descritte in precedenza (Figure II.34 e II.35).

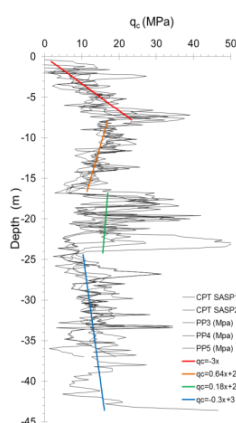


Figura 0.30: Valore medio q_c con la profondità linearizzato

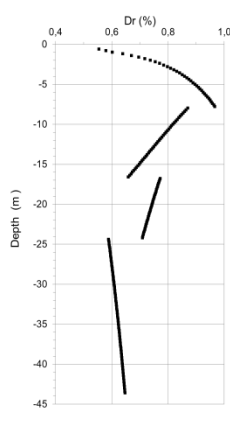


Figura 0.31: Andamento della densità relativa con la profondità

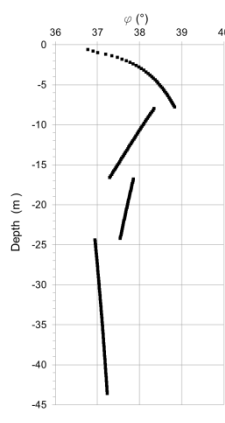


Figura 0.32: Andamento dell'angolo d'attrito con la profondità

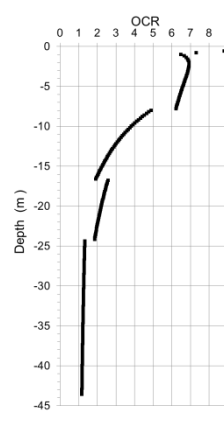


Figura 0.33: Andamento di OCR con la profondità

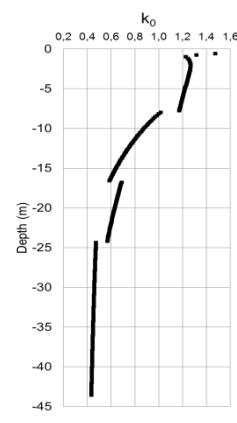


Figura 0.34: Andamento di k_0 con la profondità

Il valore di k_0 è stato anche ricavato dai dati ottenuti dalle misure dilatometriche. Si ricorda che sono state realizzate n°2 prove dilatometriche finalizzate alla valutazione della variazione dello stato tensionale del terreno per effetto della realizzazione del pannello di diaframma, eseguite una prima e l'altra dopo la realizzazione dello stesso. Per la valutazione di k_0 è stata presa in considerazione solo la prova dilatometrica SDTM1 eseguita prima del pannello e che quindi non risente degli effetti di disturbo dovuti alle lavorazioni. La procedura utilizzata per la stima di k_0 ha previsto l'utilizzo della formula II.13. I risultati sono diagrammati in Figura II.36 e II.37.

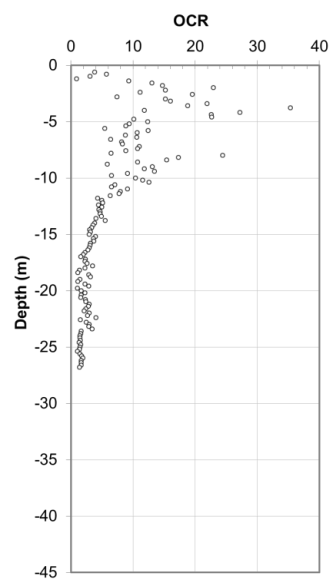


Figura 0.35: Andamento di OCR con la profondità ricavato da prova dilatometrica

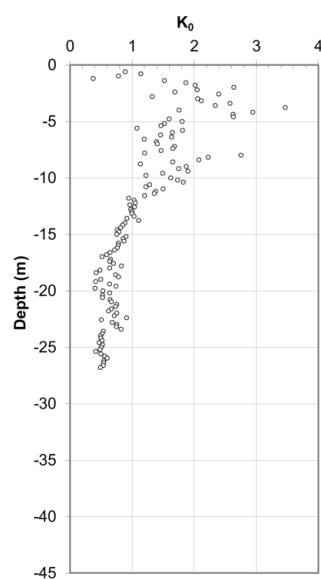


Figura 0.36: Andamento di k_0 con la profondità ricavato da prova dilatometrica

Bibliografia

- Ansaldo , 2010. *Linea 6 della Metropolitana di Napoli - tratta Mergellina - Municipio - Relazione geologica* cod. LM67FX00014.
- Ansaldo , 2010. *Linea 6 della Metropolitana di Napoli - tratta Mergellina - Municipio - Relazione geotecnica* cod. LM67FX00010.
- Ansaldo, 2010. *Relazione sull'interpretazione dei risultati delle prove di svuotamento del pozzo di stazione* cod. LM67FX2B25A.
- Metropolitana di Napoli Spa e Metropolitana Milanese, 2008. *Linea 6 della Metropolitana di Napoli , Tratta Mergellina – Municipio, progetto esecutivo, elaborati generali, relazione geotecnica*, LM67FX00010.
- Metropolitana di Napoli Spa e Metropolitana Milanese, 2010..*Linea 6 della Metropolitana di Napoli , Tratta Mergellina – Municipio, progetto esecutivo, elaborati generali, relazione geologica* LM67FX00014.
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., Marchetti S., & Pasqualini, E. (1986). *Flat dilatometer tests in calibration chambers*. ASCE Spec Conf. on use of in situ tests in geotechn. Engineerin,. Blacksburg: ASCE Geotechn. Special Publ. pp. 431-446.
- Bowles J.E., 1996. *Foundation analysis and design, 5th edition*. Consulting Engineering /Software Consultant. Engineering Computer Software.Peoria, Illionis.
- Briaud J.L., 1992. *The Pressuremeter*. Taylor and Francis, London, pp.422.
- Briaud, J.L. & Miran J., 1992. *The Cone Penetrometer Test*. Report FHWA-SA-91-043, Federal Highway Administration, Washington, D.C., p. 161.
- Cestari F., 2005. *Prove geotecniche in sito*. Segrate: Geo-Graph.
- De Beer E., 1965. *Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand*. Proc. Symp. On Bearing Capacity and settlement of Foundations, Duke University, pp.15-33.
- Evangelista A. & Pellegrino A, 1990. *Caratteristiche geotecniche di alcune rocce tenere italiane*. III ciclo di Conferenze di –meccanica e Ingegneria delle Rocce, Torino.
- Evangelista A., Nicotera M.V., Scotto Di Santolo A., 2002. *Caratteristiche geotecniche dei terreni piroclastici della città di Napoli*. XXI Convegno Nazionale di Geotecnica, L'Aquila.
- FHWA, 2010.
- Hannat D.J., 1974. *Nomograms for the failure of plain concrete subjected to short-term multiradial stresses*. The structural engineer, 52.

Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., & Lancellotta, R., 1985. *New Developments in field and laboratory Testing of Soils*. Proc. 11th ICSMFE, (p. Theme Lecture N°2). San Francisco (USA).

Jamiolkowski, M., Ghionna V.N., Lancellotta R., Pasqualini E., 1988. *New application of penetration tests in design practice*. Proc. I Int. Symp. On Penetration Testing, Orlando, Fla.

Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W., 1990. *Manual on estimating soil properties for foundations design*. New York: EPRI.

Lade P.V., 1982. *Three parameter failure criterion for concrete*. J. Engng. Mech. Div. ASCE 108 (5).

Lancellotta, 1987. *Geotecnica*. Zanichelli.

Licata V., 2015. *Laboratory and field study on cyclic liquefaction of a pyroclastic soil*. PhD Thesis in Geotechnical Engineering, University of Napoli Federico II.

Lunne, T. P., Robertson, K., & Powell, J. J., 1997. *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic, New York: EF Spon/Routledge Publ., p. 312.

Marchetti S., 1985. *On the field determination of k_0 in sand*. Panel presentation on in situ testing techniques. 11 th ICSMFE, San Francisco, Balcherna, pp. 2667-2672.

Mayne, P. W., & Kulhawy, F. H., 1982. *K_0 -OCR relationships in soil*. Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE, 108 (GT6), 851- 872.

Mayne, P. W., Christopher, B. R., & DeJong, J., 2001. *Manual on subsurface investigations*. Washington, DC: National Highway Institute.

Mayne, P.W., 2007. *Synthesis on Cone Penetration Test: State-of-Practice*. NCHRP Report, Transportation Research Board, National Academies Press, Washington, D.C.

Meyerhof G.G., Fellenius B.H. eds., 1985. *Canadian Foundation Engineering Manual*, 2nd edition. Canadian Geotechnical Society.

Mitchell J.K., 1976. *The properties of cement stabilized soils*. Proc. Workshop on Materials and Method for Low Cost Rail and Reclamation Works, Leura Australia.

Schmertmann, J., 1977. *Interpreting the Dynamics of the Standard Penetration Test*. Gainesville (USA): University of Florida.

Schmertmann J.H., Hartman J.D., Brown P.R., 1978. *Improved strain influence factor diagrams*. Journ. Geot. Eng. Div., Proc. ASCE, vol. 104, n. GT8, pp. 1131-1135.

Schmertmann J. H., 1983. *Revised procedure for calculating k_0 and OCR from DMTs with $I_D > 1.2$ and which incorporates the penetration measurement to permit calculating the plane strain friction angle*. GPE Inc. DMT Digest 1.

Skempton, A.W., 1986. *SPT procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging, and overconsolidation*. Geotechnique, Vol. 36, No. 3, pp. 425-447.

Capitolo II – La stazione San Pasquale, opera e terreni

Terzaghi, K., and Peck, R. B., 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc., New York, p. 729.

Webb D.L., 1969. *Settlement of structures on deep alluvial sediments in Durban, South Africa*. Proc. Conf. In situ Investigations in Soil and Rock, BGS, London, pp. 181-188.

Viggiani C., 1999, *Fondazioni*, Helvelius Edizioni.

Il monitoraggio e l'elaborazione dei dati

II.1 Introduzione

Il monitoraggio del comportamento di opere in vera grandezza costituisce parte integrante e fondamentale del lavoro di ricerca finalizzato a verificare la rispondenza delle opere ai requisiti e alle previsioni di progetto e di analizzare e comprendere il comportamento delle opere stesse. D'altra parte l'accurata documentazione di *case histories* rappresenta un passo basilare per il riconoscimento e lo studio degli aspetti più rilevanti dell'interazione terreno-struttura. La conoscenza del reale comportamento delle opere geotecniche offre inoltre la possibilità di individuare o confermare correlazioni empiriche e di validare metodologie di analisi numerica alle quali fa ricorso un numero sempre crescente di progettisti.

L'attività di monitoraggio risulta di fondamentale importanza anche in contesti urbanizzati e in fase di costruzione dell'opera, in cui gli effetti prodotti dalla realizzazione di gallerie e grandi scavi a cielo aperto in termini di cedimenti potrebbero generare dissesti anche gravi ad infrastrutture ed edifici. Come insegna l'esperienza, i fattori che influenzano l'entità e la distribuzione degli spostamenti sono molteplici (i.e. geometria della galleria e dello scavo, caratteristiche meccaniche dei terreni interessati, stato tensionale iniziale, condizioni idrauliche, caratteristiche delle strutture di sostegno allo scavo) (Viggiani, 1999).

Il presente capitolo è dedicato al sistema di monitoraggio adottato per la stazione San Pasquale con i relativi dati raccolti ed elaborati durante l'intero periodo di realizzazione delle opere, al fine di metterne in relazione i principali processi esecutivi con la risposta registrata dal sistema di monitoraggio. I dati di monitoraggio sono stati prelevati direttamente dalla piattaforma web sulla quale vengono caricate in automatico tutte le misure.

II.2 Strumentazione installata e grandezze misurate

È evidente che per opere complesse come quelle in esame il monitoraggio geotecnico svolge un ruolo fondamentale, pertanto è stato predisposto un sistema di monitoraggio per la misura delle grandezze fisiche di maggiore interesse. Gli strumenti di misura sono stati installati sia all'interno del cantiere sia all'esterno dell'area di scavo, l'ubicazione dei vari strumenti con relativa legenda è riportata nella planimetria di Figura III.1.

Per garantire l'esecuzione dello scavo in asciutto, il livello dell'acqua presente nel pozzo centrale di stazione è stato mantenuto sempre al di sotto della quota di scavo. Per controllare il risentimento all'esterno dovuto all'aggottamento sono stati installati piezometri sia all'interno che all'esterno dello scavo, talvolta a coppie a differenti profondità sulla stessa verticale. Dal momento che l'approfondimento dello scavo comporta la deformazione delle strutture di sostegno, alcune paratie sono state strumentate con tubi inclinometrici. Infine, la formazione in superficie di una conca di subsidenza ha determinato l'esigenza di controllare i cedimenti del piano campagna e degli edifici mediante la livellazione di capisaldi e staffe livellometriche.

Di seguito si riporta la descrizione degli strumenti installati e le relative grandezze misurate:

- piezometri di Casagrande, talvolta integrati con piezometri semplici a tubo aperto, per la misura delle pressioni interstiziali e del livello di falda posizionati sia all'interno sia all'esterno del pozzo di stazione in prossimità delle paratie. All'interno della stazione in corrispondenza dei pozzi di emungimento sono disposti dei piezometri elettrici;
- inclinometri per la misura delle rotazioni nelle pareti, installati sia all'interno dei diaframmi a sostegno del pozzo principale e dei pozzi di discenderia sia all'esterno in prossimità dell'area di scavo;
- caposaldi di livellazione per la misura degli spostamenti verticali del piano campagna rilevati con livello elettronico; essi sono posizionati in pozzetti ubicati sui marciapiedi in prossimità degli edifici adiacenti il pozzo di stazione;

- staffe livellometriche per la misura degli spostamenti verticali degli edifici rilevati con livello elettronico; essi sono posizionati sugli edifici adiacenti al pozzo di stazione.

I dati presentati in questo capitolo sono relativi al periodo che va dal settembre 2008 al luglio 2014, vale a dire per l'intero periodo durante cui è stata completa la costruzione a rustico dell'opera (i.e. solo scavi e opere strutturali per l'alloggiamento della stazione).

Ad ultimazione delle opere civili principali degli scavi di stazione e delle costruzioni ad esse connesse è proseguita una attività di monitoraggio “a lungo termine” con lo scopo di osservare fenomeni deformativi di lungo termine. Tale attività e i dati raccolti nel corso di essa non sono oggetto del presente studio.

Nell'Allegato 1 sono elencati tutti gli strumenti che compongono il sistema di monitoraggio; per ognuno di essi è specificata la data di lettura di zero, la data dell'ultima lettura effettuata entro il periodo di osservazione (settembre 2008 - luglio 2014), la frequenza delle letture e le profondità della misura.

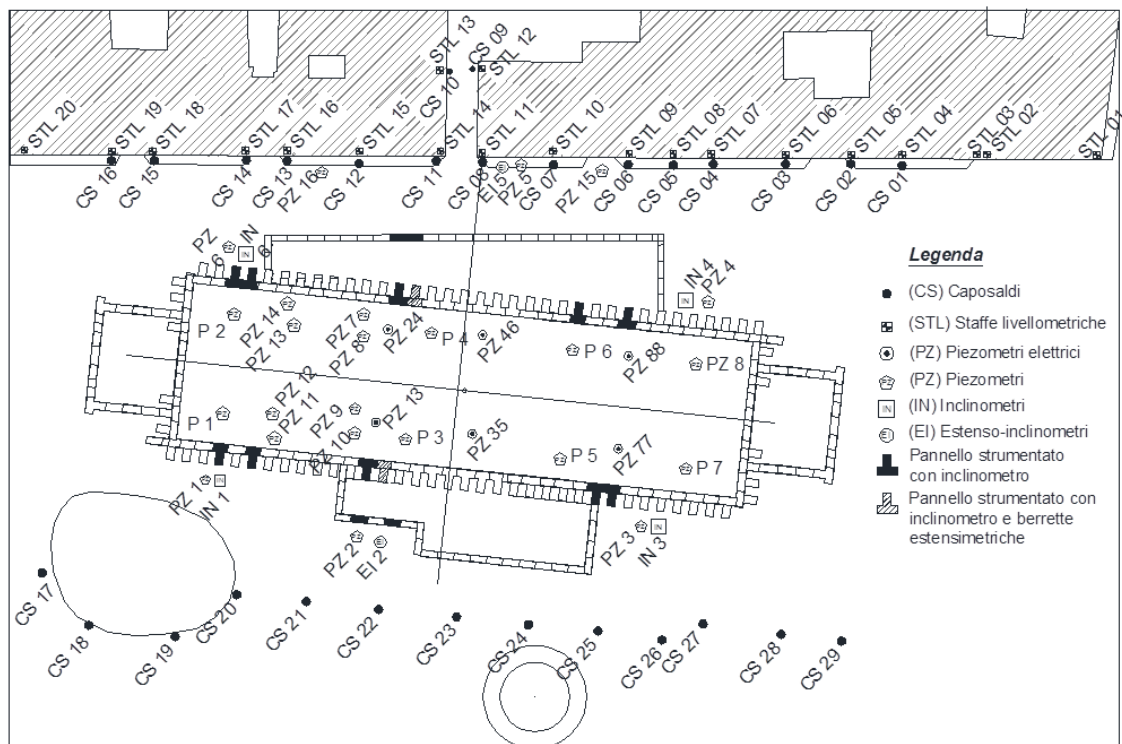


Figura II.1: Planimetria degli strumenti di monitoraggio della stazione San Pasquale

II.3 Elaborazione dei dati raccolti

II.3.1 Premessa

Il sistema di monitoraggio è composto per la maggior parte da strumenti a lettura manuale. In molti casi gli strumenti in questione forniscono delle misure che una volta acquisite è necessario elaborare ulteriormente sia per ricavare il valore delle grandezze che si intende tenere sotto controllo sia per ottenere una rappresentazione complessiva dei dati che risulti di immediata comprensione. In questo senso la rappresentazione dei dati di monitoraggio in funzione del tempo è sicuramente molto utile, specialmente se si vuole rilevare ed evidenziare l'influenza di ciascuno degli interventi eseguiti in cantiere che possono modificare le condizioni al contorno e conseguentemente condizionare il comportamento dell'opera (Dunnicliff, 1988). L'analisi dei dati raccolti ha reso possibili:

- l'individuazione dei processi esecutivi principali intesi come le lavorazioni di cantiere che nel corso del processo di costruzione hanno indotto effetti significativi sulle opere di sostegno e sull'ambiente urbano circostante;
- l'osservazione del comportamento delle opere a sostegno dello scavo in corrispondenza di ciascuno dei processi esecutivi principali definiti al punto precedente;
- l'osservazione degli effetti indotti sull'ambiente urbano limitrofo nel corso dei processi esecutivi principali.

II.3.2 Individuazione dei processi esecutivi principali

L'attività di monitoraggio, oltre alla raccolta dei dati misurati dagli strumenti installati, ha comportato anche la stesura di relazioni mensili da parte della società incaricata con l'obiettivo di fornire informazioni sull'avanzamento dei lavori, sulle condizioni di operatività degli strumenti e sulle misure effettuate. L'esame di suddette relazioni,

l'analisi dei dati monitorati e le informazioni raccolte in diverse visite di cantiere hanno permesso di ricostruire il cronogramma dei lavori, riportato in Figura III.2, dall'inizio e fino al completamento delle opere al rustico (settembre 2008 - luglio 2014).

La sovrapposizione delle informazioni fornite dal cronoprogramma e dai dati monitorati, che verranno presentati di seguito, ha consentito di individuare 11 intervalli temporali ai quali corrispondono i processi costruttivi principali. Ogni processo costruttivo è caratterizzato dal fatto, che nell'intervallo di tempo in cui si svolge, gli effetti di disturbo sulle opere di sostegno e sull'ambiente urbano circostante sono significativi ed esibiscono un *trend* regolare delle grandezze misurate (e.g. variazione del livello idrico, cedimenti, etc.).

I processi costruttivi principali individuati sono i seguenti (cfr. Tabella III.1):

1. Processo costruttivo 1: dal 15 settembre 2008 al 26 agosto 2009; in questo periodo sono state svolte lavorazioni preliminari, in particolare sono state realizzate le paratie perimetrali ed effettuati i trattamenti di *jet-grouting*;
2. Processo costruttivo 2: dal 27 agosto 2009 al 9 maggio 2010 sono stati eseguiti gli scavi archeologici che hanno raggiunto profondità modeste (circa 3 m in corrispondenza del pozzo centrale e circa 1 m in corrispondenza dei pozzi di discenderia);
3. Processo costruttivo 3: dal 10 maggio 2010 al 10 luglio 2010 è stata eseguita la prova di aggettamento al fine di dimensionare correttamente il numero e la potenza delle pompe necessarie per deprimere la falda fino al livello di progetto; il test ha permesso di valutare le permeabilità degli strati di terreno interessati e di effettuare una previsione sull'entità della subsidenza esterna indotta dalla sola attività di pompaggio; in questa fase la falda è stata depressa fino alla quota di circa -22 m slm;
4. Processo costruttivo 4: dall'11 luglio 2010 al 22 marzo 2011 è stato eseguito un parziale rinterro degli scavi archeologici necessario a poter svolgere alcune attività di organizzazione del cantiere e successivamente è cominciato lo scavo del pozzo centrale di stazione; al termine di questa fase la minima quota di scavo raggiunta è stata pari a -7 m slm, mentre il livello di falda ha raggiunto una quota di circa -12 m slm; a febbraio 2011 la stazione è stata attraversata dalla TBM, a marzo 2011 è stato gettato il solettone di copertura del pozzo principale;

5. Processo costruttivo 5: dal 23 marzo 2011 al 23 dicembre 2011 la minima quota di scavo raggiunta è stata pari a -9 m slm e il livello di falda è stato portato a quota -14 m slm, nel mese di novembre 2011 è stato realizzato il secondo solaio a quota estradosso -6.2 m slm;
6. Processo costruttivo 6: dal 24 dicembre 2011 al 20 gennaio 2012 è stato ripreso lo scavo in maniera piuttosto regolare; al termine di questa fase la quota dello scavo ha raggiunto -12 m slm e il livello di falda è stato portato a -17 m slm;
7. Processo costruttivo 7: dal 21 gennaio 2012 all'11 settembre 2012 lo scavo del pozzo centrale ha raggiunto la quota di -15 m slm mentre il livello di falda è stato mantenuto a quota -25 m slm, nel mese di luglio 2012 sono cominciati i lavori per la realizzazione del terzo solaio a quota estradosso pari a -15 m slm;
8. Processo costruttivo 8: dal 12 settembre 2012 al 28 settembre 2012 lo scavo del pozzo centrale ha raggiunto la quota di fine scavo di -25 m slm e il livello di falda è stato portato a -29 m slm;
9. Processo costruttivo 9: dal 29 settembre 2012 al 27 dicembre 2012 è stata scavata la discenderia lato mare fino a quota di -9 m slm e il livello di falda è stato mantenuto a -29 m slm; in questa fase, nonostante il precedente intervento di *jet grouting* eseguito nel processo costruttivo 1 finalizzato alla realizzazione di un tappo di fondo praticamente impermeabile in corrispondenza del pozzo della discenderia, la lavorazione ha comunque comportato modeste venute d'acqua che sono però risultate facilmente gestibili;
10. Processo costruttivo 10: dal 28 dicembre 2012 al 22 ottobre 2013 mentre è stato gettato il solettone di fondo nel pozzo centrale il livello di falda è stato portato alla quota di fondo scavo pari a -25 m slm;
11. Processo costruttivo 11: dal 23 ottobre 2013 al 24 luglio 2014, al termine della costruzione delle strutture interne di stazione, e quindi dell'isolamento idraulico dello scavo, il 23 ottobre 2013 sono stati chiusi i pozzi di aggettamento con conseguente risalita del livello di falda. Il precedente intervento di *jet grouting* eseguito nel corso della lavorazione 1 finalizzato alla realizzazione di un tappo di fondo a tenuta idraulica ha ga-

rantito un buon isolamento idraulico del pozzo discenderia lato edifici; pertanto è stato possibile raggiungere una quota di scavo pari a -13 m slm con modeste venute d'acqua.

Data la mole di dati monitorati e i risultati ottenuti dalle simulazioni numeriche riportate nel successivo capitolo IV si è ritenuto opportuno semplificare gli 11 processi esecutivi individuati in 3 fasi distinte di costruzione dell'opera:

- Fase I (processo costruttivo da 1 a 3): realizzazione dei diaframmi, esecuzione dello scavo archeologico (profondo circa 3 m da p.c.) e della prova di *dewatering* preliminare al dimensionamento del sistema di pompaggio previsto per lo scavo in asciutto. Queste lavorazioni hanno richiesto elevati tempi di esecuzione (1 anno e 8 mesi) soprattutto a causa delle operazioni connesse con lo scavo archeologico.
- Fase II (processo costruttivo da 4 a 10): scavo del pozzo principale e della discenderia lato mare con contemporaneo abbassamento del livello idrico della falda fino al raggiungimento delle quote di progetto. Queste lavorazioni sono durate circa 2 anni e 7 mesi e sono state le più delicate, soprattutto per l'interazione con il tessuto urbano circostante, in quanto hanno comportato gli spostamenti massimi.
- Fase III (processo costruttivo 11): completamento della struttura interna della stazione, operazione conclusa in 1 anno e 5 mesi al termine della quale sono state dismesse le pompe di aggettamento. Il conseguente ripristino della falda idrica ha determinato una piccola restituzione degli spostamenti sia orizzontali degli inclinometri sia verticali a piano campagna.

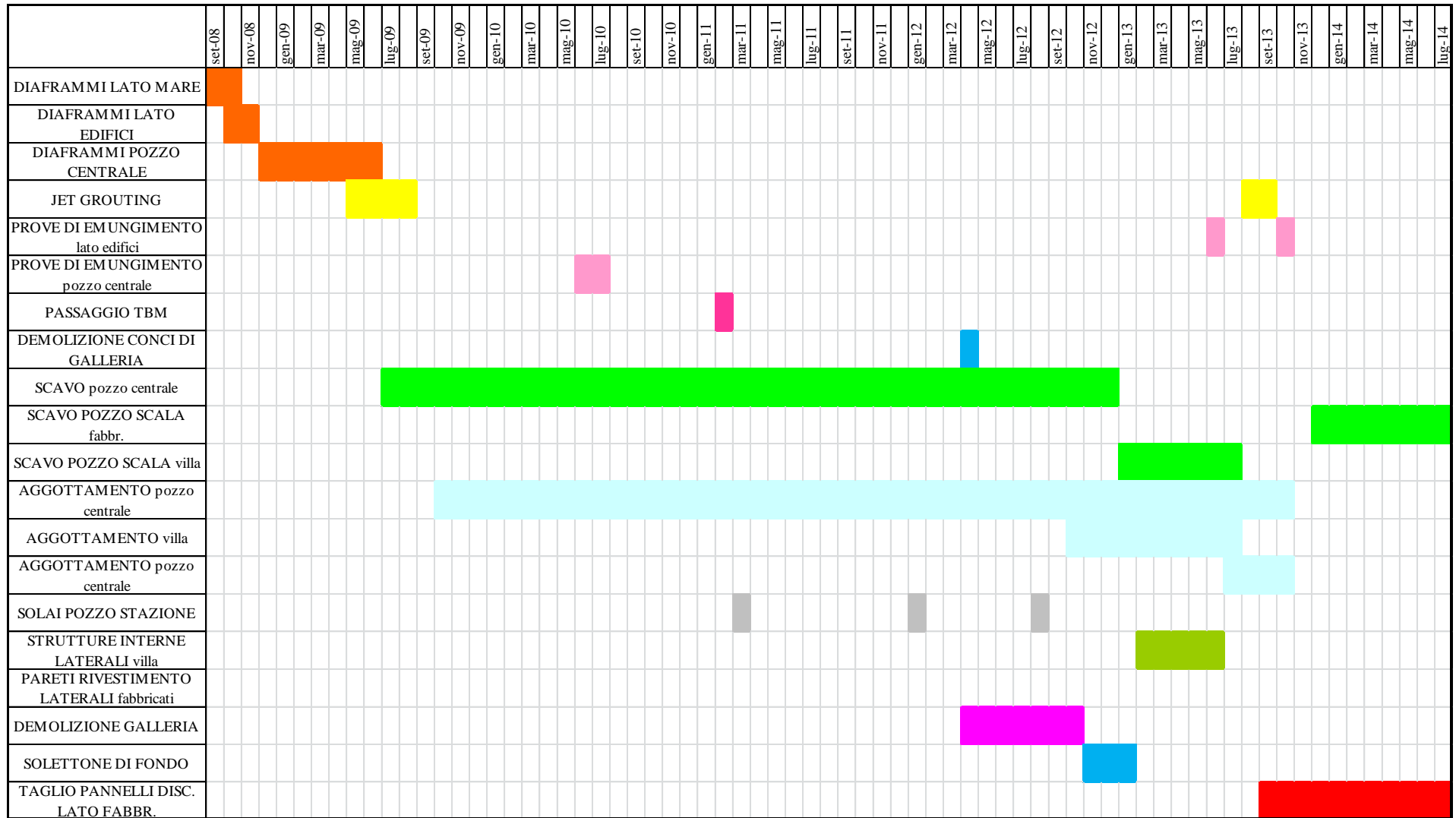


Figura II.2: Cronoprogramma dei lavori

Tabella II.1: Fasi lavorative principali

FASE	PROCESSO COSTRUTTIVO	DATA	LAVORAZIONI		
			Scavo (m s l m)	Aggottamento (m. s.l.m.)	Altro
I	1	dal 15/09/2008 al 26/08/2009			paratie e jet grouting
	2	dal 27/08/2009 al 09/05/2010	scavi archeologico: pozzo centrale fino a -1 m slm	-4 m slm	
	3	dal 10/5/2010 al 10/07/2010		(prova <i>dewatering</i> pozzo centrale) -22 m slm	
II	4	dal 11/07/2010 al 22/03/2011	reinterro e scavo pozzo centrale fino a -7 m slm	-10 m slm	passaggio TBM e solaio copertura
	5	dal 23/03/2011 al 23/12/2011	scavo pozzo centrale fino a -9 m slm	-12 m slm	
	6	dal 24/12/2011 al 20/01/2012	scavo pozzo centrale fino a -12 m slm	-25 m slm	
	7	dal 21/01/2012 al 11/09/2012	scavo pozzo centrale fino a -15 m slm	-25 m slm	
	8	dal 12/09/2012 al 28/09/2012	scavo pozzo centrale fino a -24 m slm	-29 m slm	
	9	dal 29/09/2012 al 27/12/2012	scavo discenderia lato mare fino a -9 m slm	-29 m slm	
	10	dal 27/12/2012 al 22/10/2013		-25 m slm	solettone di fondo
III	11	dal 23/10/2013 al 24/07/2014	scavo discenderia lato edifici fino a -13 m slm	fine aggottamento il 23/10/2013	

II.4 Dati di monitoraggio relativi a misure interne allo scavo

Le attività di aggottamento e di scavo sono da ritenersi le principali cause di fenomeni di subsidenza al contorno dello scavo. La ricostruzione dell'andamento del livello di falda all'interno della stazione centrale si basa sui dati registrati dai piezometri ubicati all'interno del pozzo centrale dove sono stati predisposti 8 punti di misura sull'intera area di scavo (n.4 lungo il lato Villa e n.4 lungo il lato fabbricati). Nel periodo di osservazione gli strumenti utilizzati per le misure del livello idrico sono stati sostituiti diverse volte. Inizialmente sono stati installati dei piezometri tipo cella Casagrande utilizzati fino agli inizi del marzo 2011 (P1, P2, P3, P4, P5, P6, P7 e P8 di Figura III.1). L'impossibilità di effettuare le ordinarie operazioni di manutenzione ha reso necessaria una prima sostituzione con piezometri a tubo aperto (PZ7, PZ8, PZ9, PZ10, PZ11, PZ12, PZ13 e PZ14 di Figura III.1). Per ragioni pratiche la strumentazione è stata nuovamente sostituita con celle piezometriche elettriche a corda vibrante nel febbraio 2012 ed è stata tenuta regolarmente in funzione fino al 29 ottobre del 2013 (PZ13, PZ24,

PZ35, PZ46, PZ77 e PZ88 di Figura III.1). Va notato che in corrispondenza degli scavi delle due uscite non sono stati installati piezometri dal momento che la realizzazione del tappo di fondo mediante colonne di *jet grouting* rende questi pozzi idraulicamente disconnessi dalla falda. La profondità di scavo è stata dedotta dalle relazioni mensili redatte in cantiere.

Il grafico di Figura III.3 riporta l'andamento temporale della profondità di scavo, separatamente per il pozzo centrale (linea nera continua) e per le due discenderie (linee nere tratteggiate), e del livello idrico massimo e minimo registrato all'interno del pozzo di stazione (campitura a quadretti). Le grandezze monitorate sono state opportunamente depurate dai valori di picco attribuibili a malfunzionamenti degli strumenti. Sull'asse delle ascisse sono inoltre rappresentate le durate dei processi esecutivi principali, descritti nel precedente paragrafo, in modo da mettere in evidenza la relazione esistente tra l'andamento delle grandezze misurate e le lavorazioni in cantiere. Il grafico consente di osservare che l'attività di scavo, cominciata ad agosto del 2009, ha subito dei forti rallentamenti fino al mese di dicembre del 2010. Successivamente al re-interro, eseguito tra il mese di dicembre del 2010 e il mese di marzo del 2011, l'approfondimento della quota di scavo è proseguito abbastanza regolarmente, ad eccezione di interruzioni necessarie per consentire la realizzazione dei solai intermedi e del solettone di fondo. Lo scavo della discenderia ubicata lungo il lato Villa è stato eseguito nel corso del processo costruttivo 9, quando l'aggottamento nel pozzo principale era ancora in corso. La discenderia lato edifici invece è stata scavata successivamente alla chiusura delle pompe di aggottamento per contenere il più possibile l'entità dei cedimenti.

Per quanto riguarda le misure piezometriche nel corso delle lavorazioni di approfondimento del pozzo principale (da 2 a 9) si osserva che il livello della falda all'interno della stazione è stato mantenuto sempre al di sotto della massima profondità scavo di almeno 5 m, questo per permettere che le lavorazioni fossero effettuate in condizioni asciutte e in sicurezza nei confronti di eventuali problemi di pompaggio. Le misure evidenziano l'esecuzione della prova di aggottamento, dal 18/5/2010 al 05/07/2010, già menzionata nei § II.3.2 e § II.3.3.2. Ad ottobre 2013 il grafico mostra chiaramente il ripristino delle condizioni idrostatiche dovute alla chiusura dei pozzi di aggottamento.

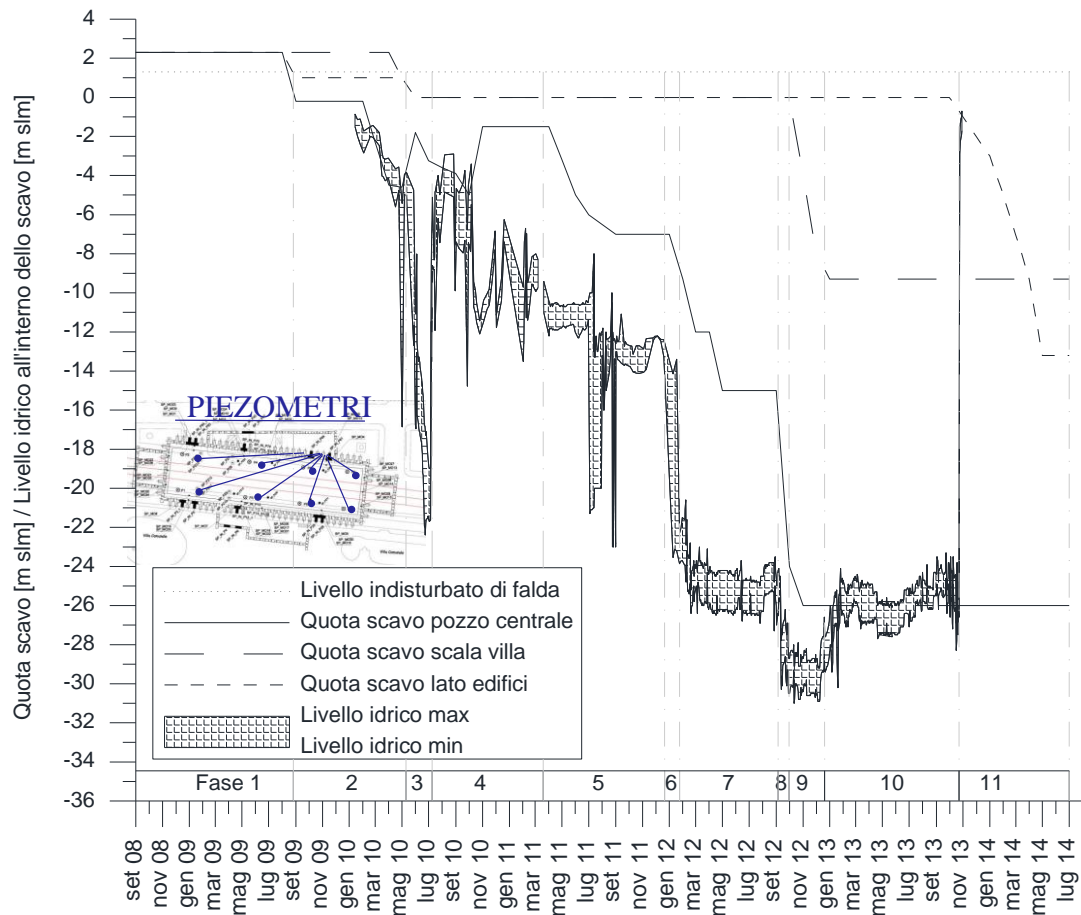


Figura II.3: Andamento temporale delle quote di scavo e del livello idrico nell'area di scavo

II.5 Dati di monitoraggio relativi a misure esterne allo scavo

Il programma di monitoraggio ha previsto l'installazione di strumenti di misura anche all'esterno dell'area di scavo al fine di poter monitorare gli effetti indotti dalle lavorazioni in termini di cedimenti e di abbassamenti di falda nell'area in prossimità della stazione. La strumentazione di monitoraggio esterna è stata disposta lungo due allineamenti paralleli ai lati lunghi del pozzo di stazione in modo da ottenere due sezioni di monitoraggio: una dal lato della Villa Comunale (i.e. lato mare) e l'altra dal lato degli edifici disposti parallelamente allo scavo. Lungo le due sezioni sono stati predisposti capisaldi e staffe livellometriche per la misura rispettivamente dei cedimenti del piano campagna e degli edifici prospicienti lo scavo.

Le misure sono state effettuate con un livello elettronico operante con una stadia appoggiata in corrispondenza di capisaldi materializzati mediante borchie su piastre in corrispondenza dei marciapiedi e borchie su staffe aggettanti dalle facciate dei fabbricati

ad una altezza di circa 2 m. I caposaldi e le staffe sono stati disposti ove possibile in corrispondenza delle stesse verticali.

L'abbassamento del livello di falda all'interno della stazione comporta dei risentimenti anche all'esterno che vengono monitorati mediante piezometri di Casagrande installati in prossimità dello scavo. In ciascuna verticale di misura viene registrato il carico piezometrico alle profondità di 15m e 30m mediante dei piezometri detti rispettivamente "superficiali" e "profondi". All'esterno dello scavo, lungo il lato Villa sono posizionati 3 verticali strumentate con piezometri tipo Casagrande (PZ1, PZ2, PZ3). Lungo il lato fabbricati, inizialmente sono stati posizionati soltanto 3 verticali di misura (PZ4, PZ5, PZ6). A partire da marzo 2013 sono state affiancate ulteriori due verticali di misura alle precedenti disposte in prossimità fabbricati (PZ15 e PZ16). (cfr. Figura III.1). Si mette in evidenza che tubi piezometrici sono installati a distanze in pianta dalle paratie variabili (cfr. Figura III.1), pertanto i dati confermano che quelli più vicini allo scavo risentono maggiormente degli effetti dell'aggottamento e viceversa.

Le Figure III.4 e III.5 evidenziano gli effetti dovuti dal pompaggio di acqua all'interno dello scavo sul livello idrico esterno ed sui cedimenti.

In Figura III.4 è riportato l'andamento temporale delle misure piezometriche massime e minime all'interno del pozzo centrale (campitura a quadretti) e il livello idrico medio all'esterno dello scavo misurato dai piezometri superficiali (colore verde) e profondi (colore blu), con indicazione dei processi costruttivi principali. Le misure mostrano che l'abbassamento della falda all'esterno dello scavo varia poco nel tempo ed è dovuto essenzialmente all'attività di aggottamento; gli effetti registrati sono estremamente modesti, infatti quando il livello idrico nel pozzo raggiunge i -30m slm, all'esterno la falda si abbassa di circa 1 m (processo costruttivo 9).

La Figura III.5 mostra l'andamento temporale degli spostamenti verticali di tutti i caposaldi (sia quelli lungo il lato mare sia quelli lungo il lato degli edifici) e dei livelli idrici misurati all'esterno ed all'interno dell'area di scavo riportati a scale diverse; anche in questo caso sull'asse delle ascisse sono rappresentate le durate dei processi esecutivi principali. Le misure topografiche sono state eseguite con una frequenza di circa cinque letture al mese, ma accertato che il processo di subsidenza non subisce variazioni repentine, nel seguito sono state prese in considerazione solo una lettura ogni due settimane. La scala ingrandita per le misure piezometriche esterne allo scavo consente di osservare che il dislivello tra le misure dei piezometri superficiali e profondi è molto modesto tale

da permette di escludere la presenza di significativi moti di filtrazione in direzione verticale. D'altra parte a partire dalla chiusura dei pozzi di aggottamento e fino al completamento delle opere civili (ottobre 2013 - luglio 2014) i piezometri esterni mostrano una leggera risalita del livello di falda accompagnata da modeste oscillazioni. Tale comportamento va però legato ad un naturale ciclo stagionale del livello falda che sembra non risentire più degli effetti dovuti all'aggottamento ormai concluso da mesi.

In particolare la relazione esistente tra il livello idrico esterno ed i cedimenti risulta chiaramente dall'esame delle misure condotte nel corso della prova di aggottamento (processo costruttivo 3). Durante tale prova i cedimenti registrati all'esterno dello scavo sono riconducibili esclusivamente alle variazioni del livello di falda dovute al pompaggio e non all'approfondimento degli scavi che in tale periodo erano ovviamente sospesi.

Per quanto riguarda gli effetti registrati all'esterno dello scavo va notato che i caposaldi hanno registrato cedimenti la cui entità è chiaramente variabile in funzione della loro posizione rispetto allo scavo; in particolare i punti che subiscono gli spostamenti maggiori sono quelli in corrispondenza della mezzeria dello scavo. L'andamento nel tempo degli spostamenti di tali punti è riportato in Figura III.6. I caposaldi in questione sono disposti in corrispondenza della mezzeria dello scavo; il cedimento massimo (di circa 25 mm) è stato registrato durante il processo costruttivo 10 corrispondente al raggiungimento della massima profondità di scavo ed al contempo della depressione del livello idrico nel pozzo pari alla profondità di scavo (circa 27 m). Successivamente, a seguito della chiusura dei pozzi di pompaggio è stata registrato una modesta restituzione dei cedimenti.

Per analizzare gli effetti dell'aggottamento e dello scavo sull'ambiente circostante, sono state distinte sette aree nei pressi del pozzo di stazione (cfr. Figura III.7), ognuna associata ad una particolare verticale strumentata con piezometri ed ai caposaldi in essa ricompresi. Tra queste fa eccezione l'area 7 che costituisce una estensione dell'area 5 a seguito della successiva installazione di ulteriori 2 tubi piezometrici. Le aree 1, 2 e 3 sono posizionate sul lato Villa, le restanti sul lato degli edifici. Per ogni area sono stati riportati in diagramma l'andamento temporale dei cedimenti dei caposaldi e delle misure superficiali e profonde e del gradiente piezometrico relativi alla corrispondente verticale strumentata con piezometri (cfr. Figura III.8, III.9 e III.10).

La Figura III.8 mostra un andamento anomalo e discontinuo delle misure relative alla verticale piezometrica PZ1, probabilmente legato al cattivo funzionamento degli

strumenti. Le Figure III.9 e III.10 consentono invece di cogliere il legame esistente tra l'abbassamento del livello di falda e i cedimenti del piano campagna. In particolare il livello idrico minimo esterno allo scavo è stato raggiunto al termine dello scavo del pozzo centrale ed è pari a circa -0.5 m slm. Ad esso corrisponde il cedimento massimo in corrispondenza della mezzeria dello scavo di circa 17 mm. Si può inoltre osservare che, al diminuire del livello di falda aumenta il gradiente idraulico, evidenziando l'instaurarsi di un moto di filtrazione verso il basso, seppur molto contenuto.

Le Figure III.11, III.12, III.13 mostrano l'andamento temporale delle misure ottenute con gli strumenti ricadenti nelle aree 4, 5 e 6 ubicate dal lato degli edifici. Questi grafici evidenziano ancora in maniera evidente che l'abbassamento del livello di falda all'interno dello scavo è accompagnato all'esterno da un moto di filtrazione verso il basso e da cedimenti del piano campagna. In particolare tra la lavorazione 7 e 10, durante cui il livello idrico della falda all'interno dello scavo raggiunge quote comprese tra -26 m slm e -30 m slm e viene raggiunta la massima profondità di scavo, la falda all'esterno della stazione si abbassa di circa un metro in presenza di un gradiente idraulico stimato pari a circa il 6% dal basso verso l'alto (cui corrisponde un moto di filtrazione nel verso opposto). Il cedimento massimo misurato a piano campagna è di circa 25 mm in corrispondenza della mezzeria dello scavo. Con la chiusura dei pozzi di aggettamento (processo costruttivo 11), si osserva la risalita della falda e una parziale riduzione dei cedimenti.

La Figura III.14 mostra l'andamento nel tempo delle misure del piezometro PZ5 affiancato dai piezometri PZ15 e PZ16 nei processi 10 e 11 (area 7). Le misure confermano che la fine dell'aggettamento è accompagnata dalla risalita del livello di falda e da una riduzione sia pur parziale dei cedimenti.

In conclusione, una panoramica completa di tutti i grafici mostra che il lato edifici risente maggiormente degli effetti delle lavorazioni rispetto al lato mare.

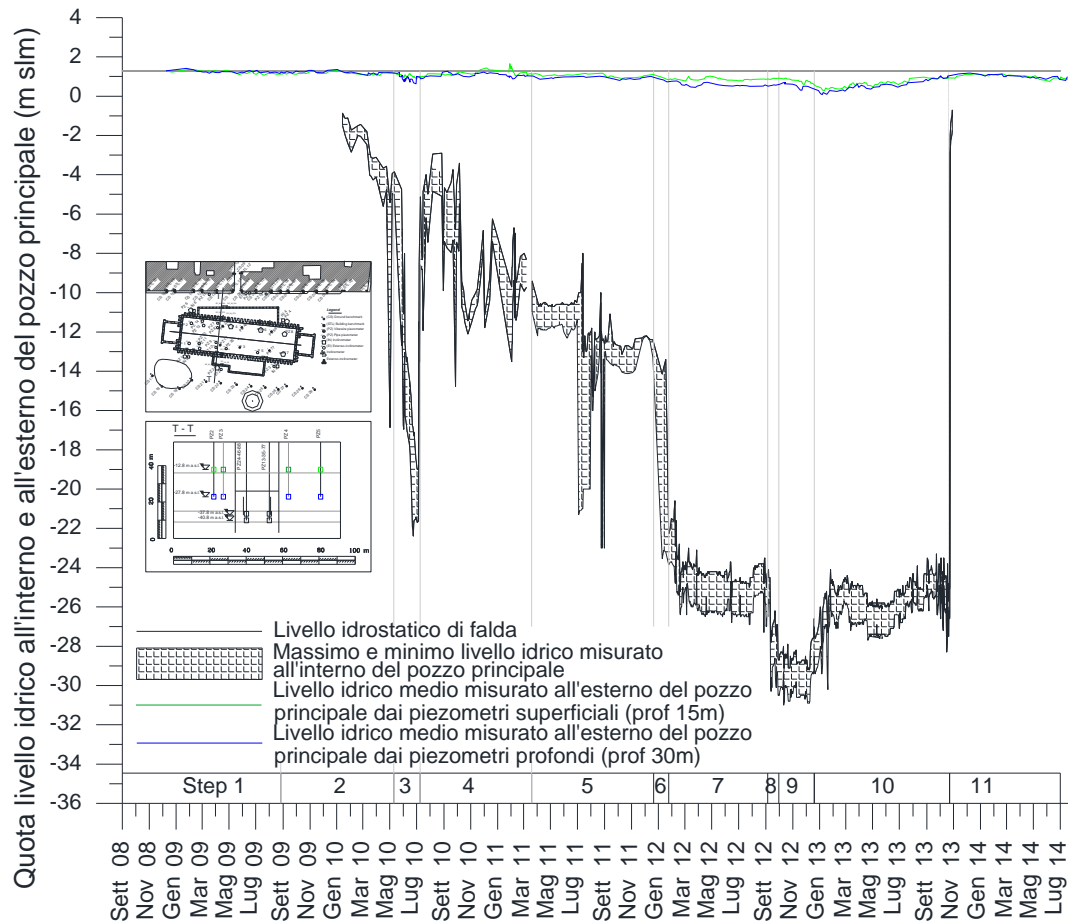


Figura II.4: Andamento temporale del livello idrico all'interno e all'esterno del pozzo centrale di stazione

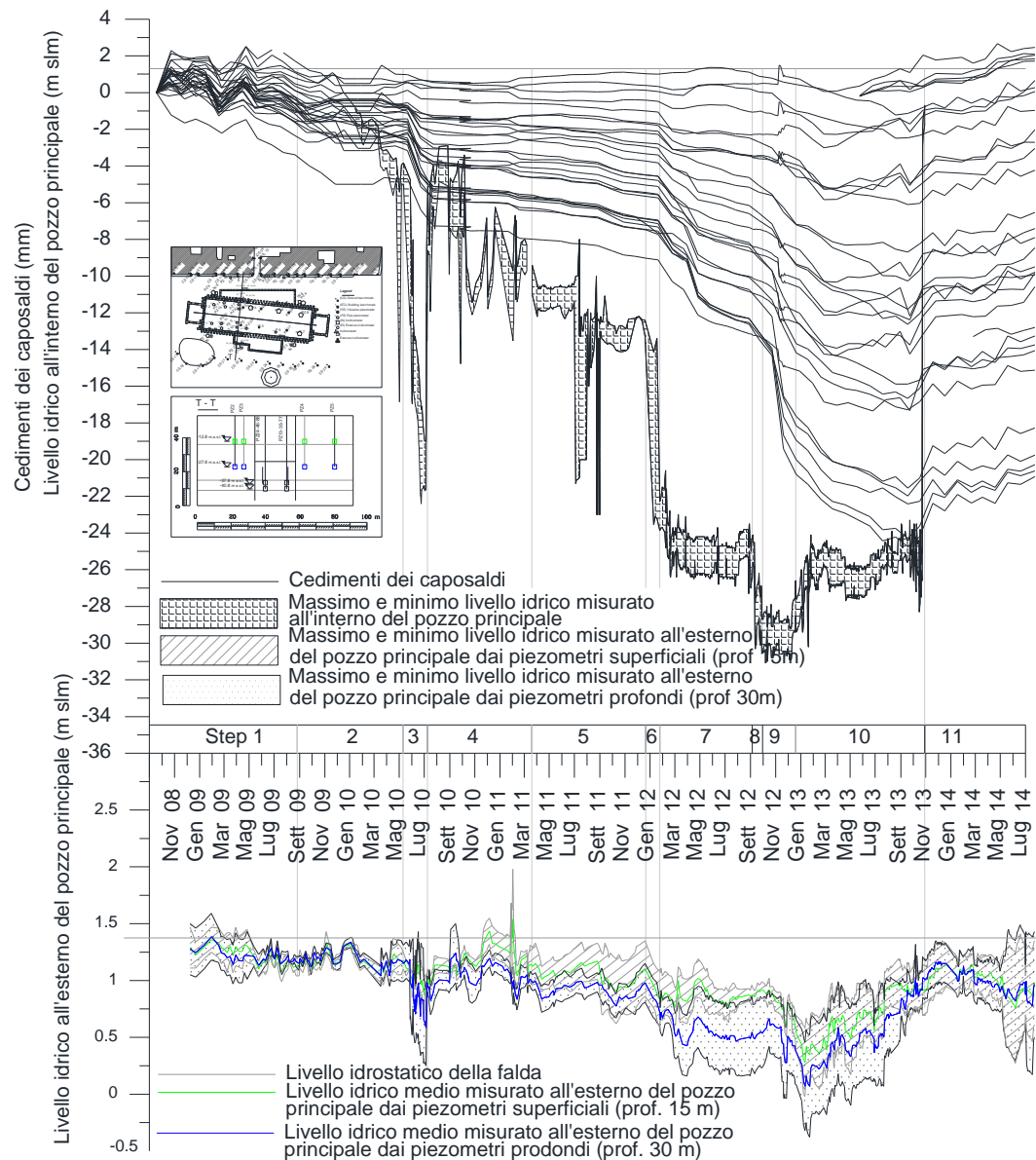


Figura II.5: Andamento temporale dei cedimenti misurati ai caposalzi, del livello idrico all'interno della stazione e del livello idrico superficiale e profondo all'esterno della stazione

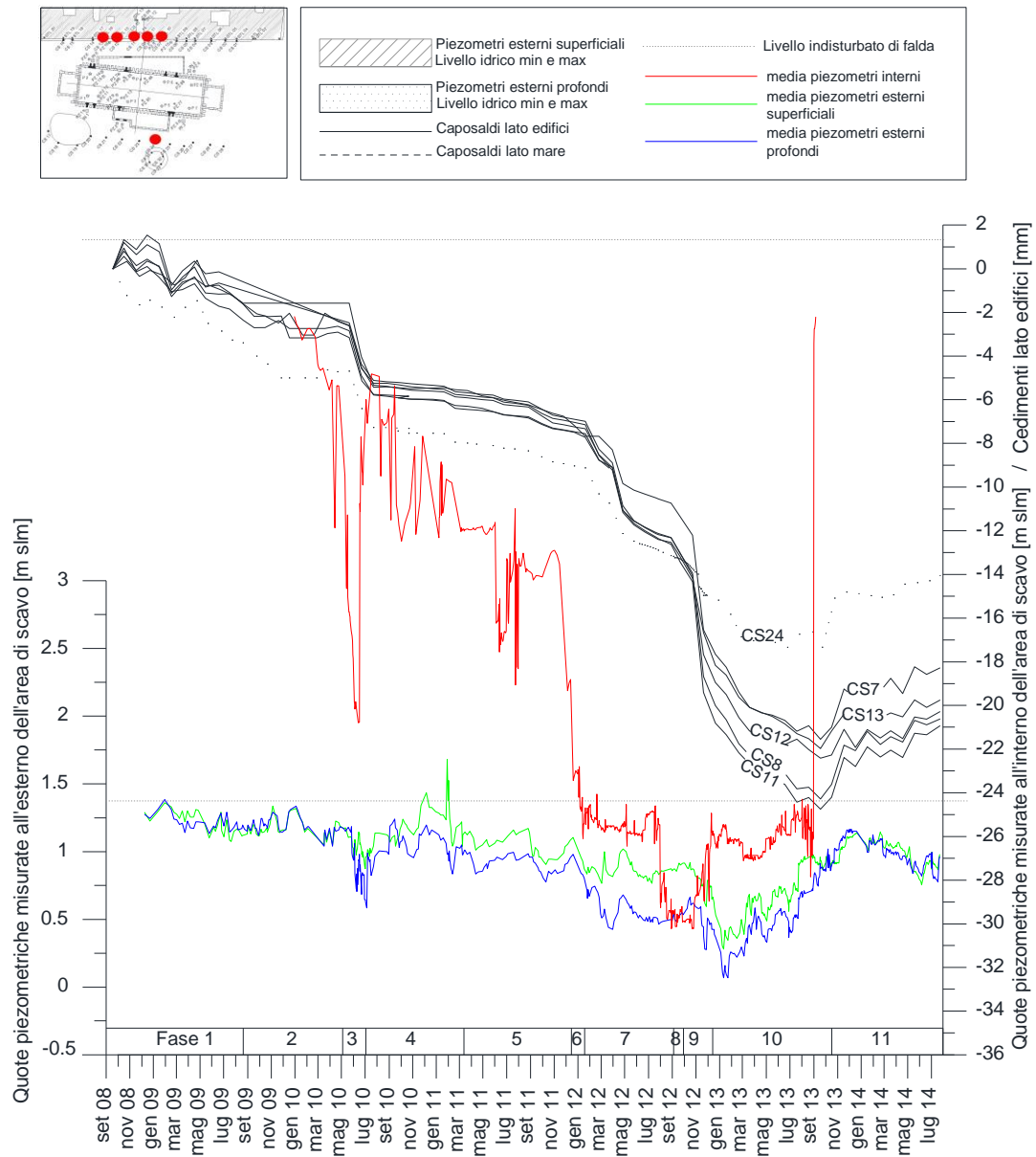


Figura II.6: Andamento temporale dei cedimenti massimi misurati, della media del livello idrico interno e delle medie del livello idrico esterno superficiale e profondo

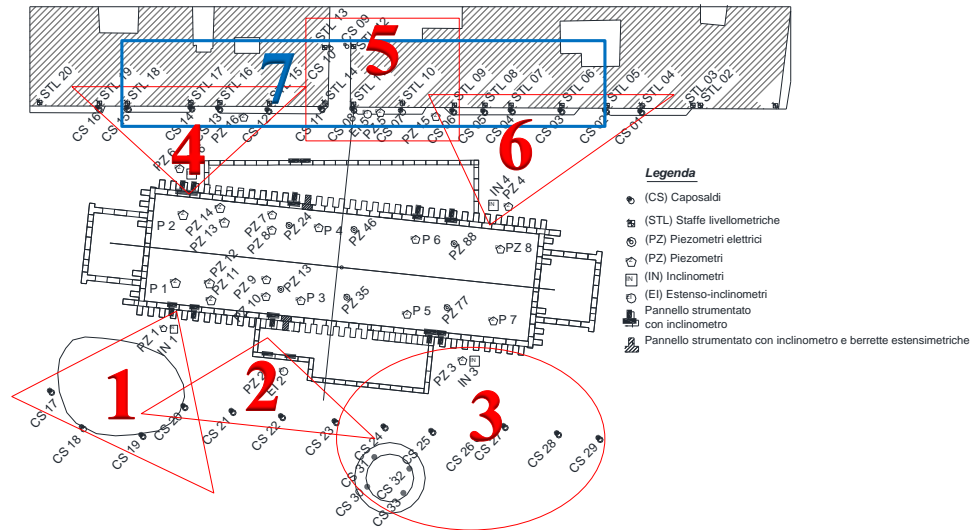


Figura II.7: Aree di dettaglio

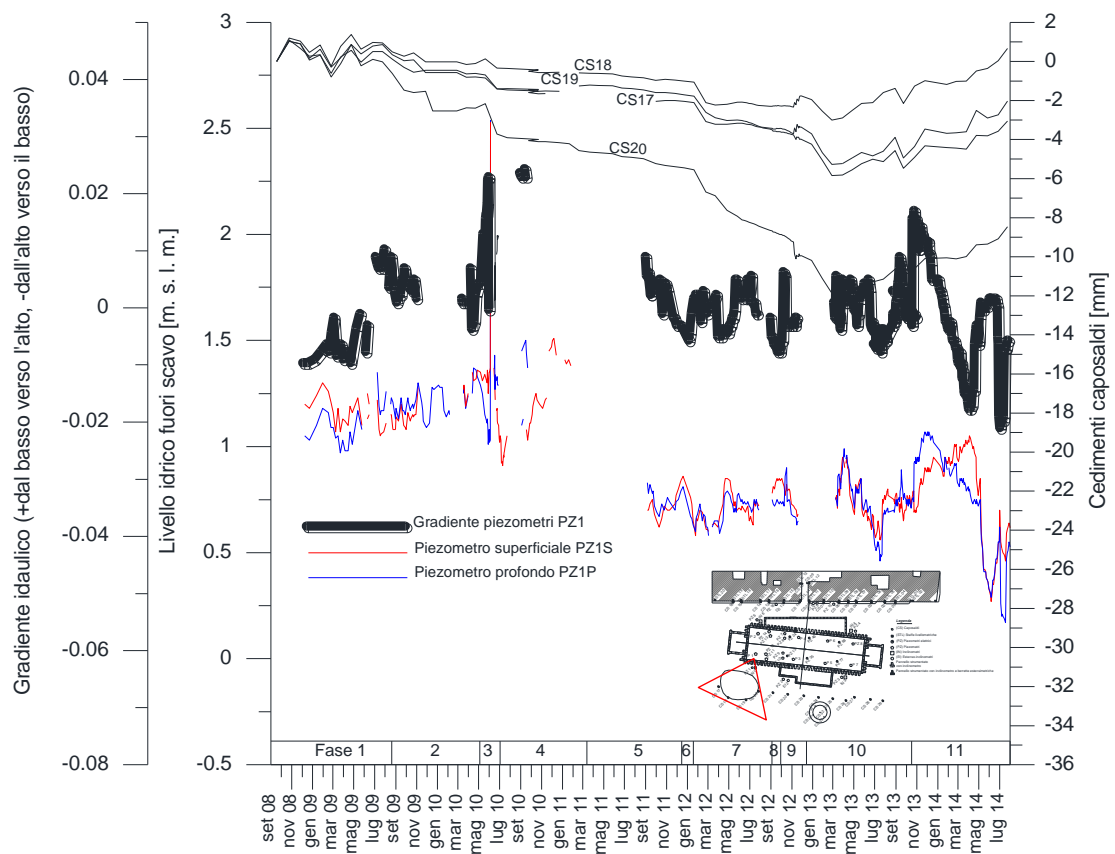


Figura II.8: Andamento temporale del livello idrico superficiale e profondo, del gradiente idraulico e dei caposaldi in corrispondenza del piezometro PZ1

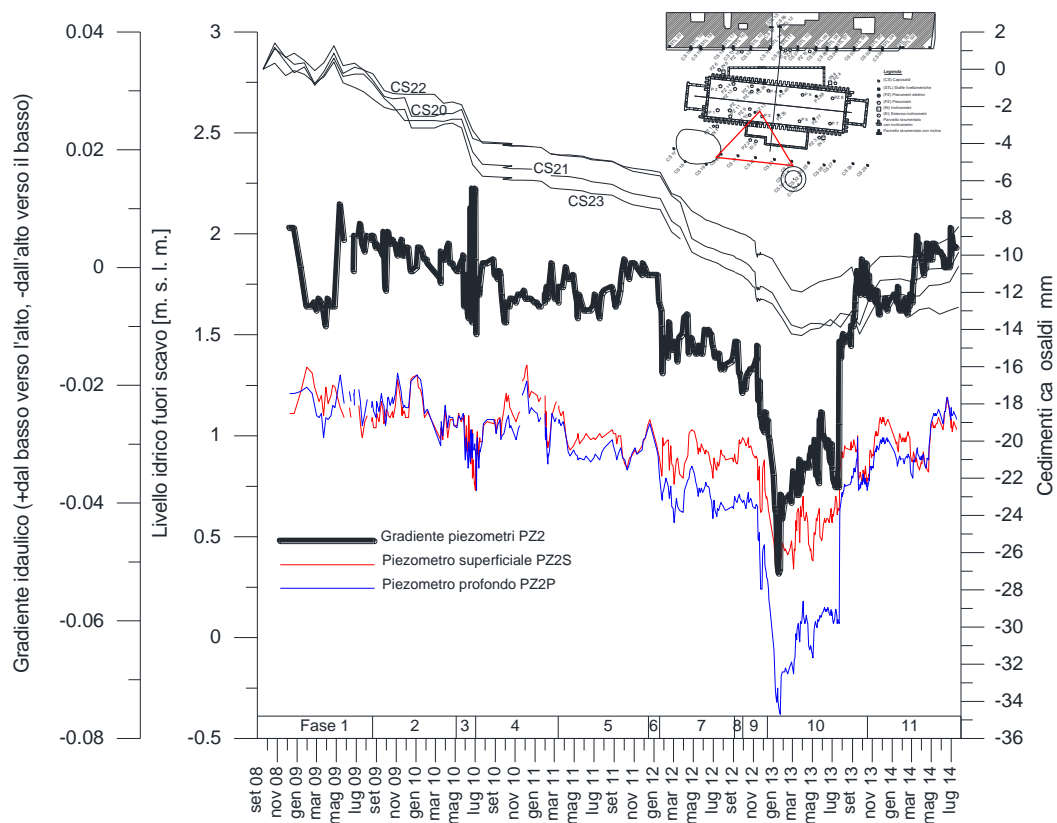


Figura II.9: Andamento temporale del livello idrico superficiale e profondo, del gradiente idraulico e dei caposaldi in corrispondenza del piezometro PZ2

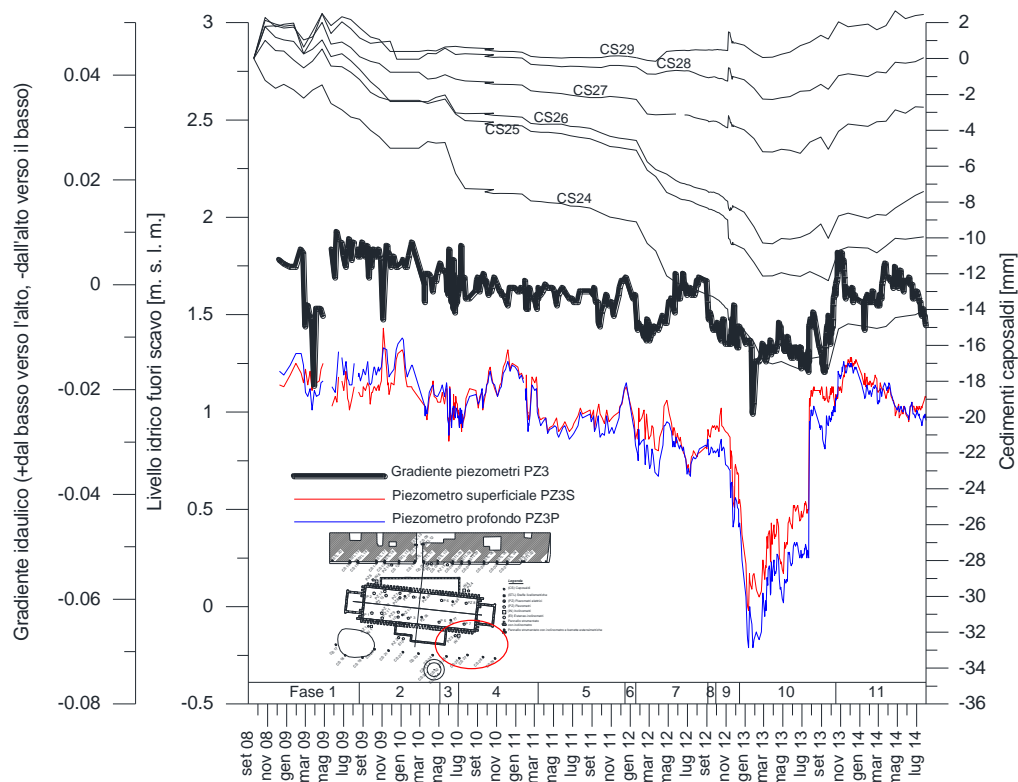


Figura II.10: Andamento temporale del livello idrico superficiale e profondo, del gradiente idraulico e dei caposaldi in corrispondenza del piezometro PZ3

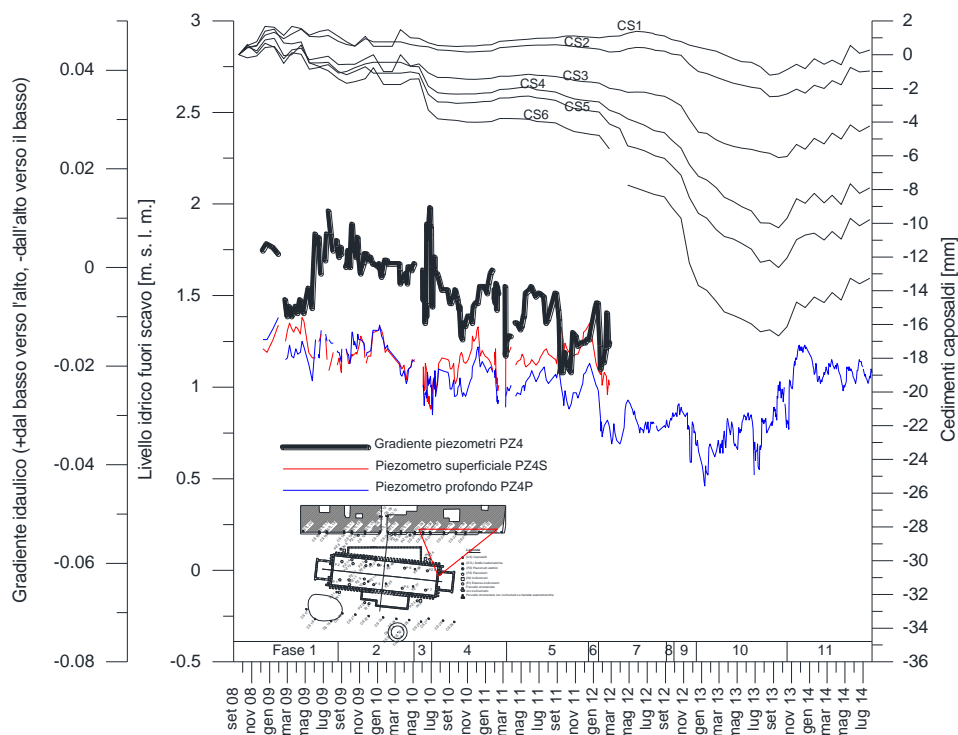


Figura II.11: Andamento temporale del livello idrico superficiale e profondo, del gradiente idraulico e dei caposaldi in corrispondenza del piezometro PZ4

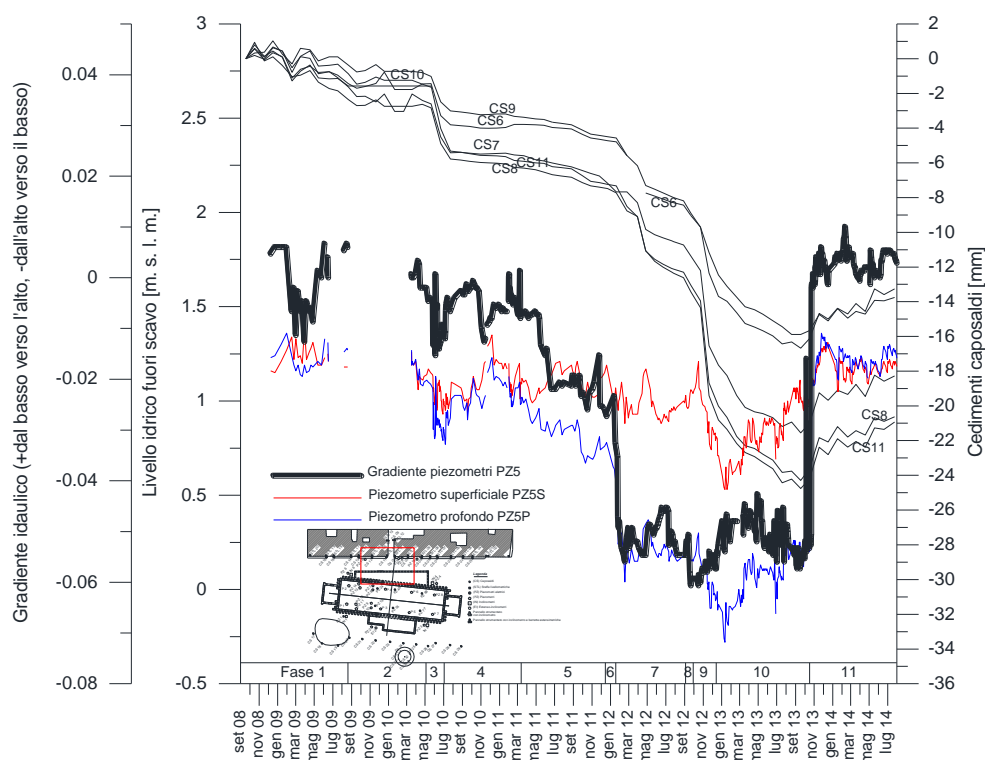


Figura II.12: Andamento temporale del livello idrico superficiale e profondo, del gradiente idraulico e dei caposaldi in corrispondenza del piezometro PZ5

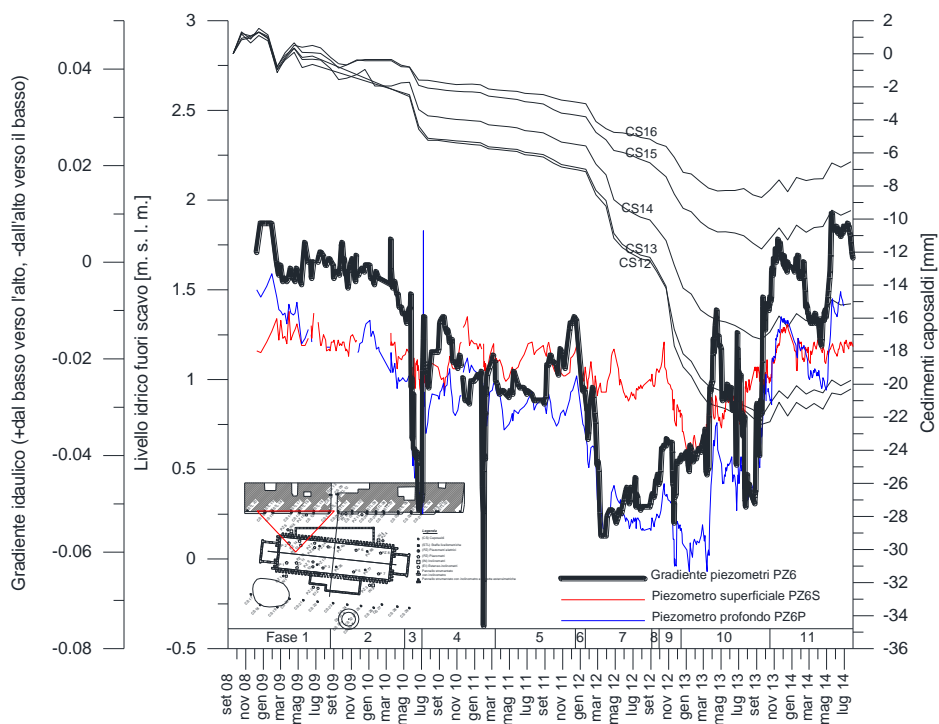


Figura II.13: Andamento temporale del livello idrico superficiale e profondo, del gradiente idraulico e dei caposaldi in corrispondenza del piezometro PZ6

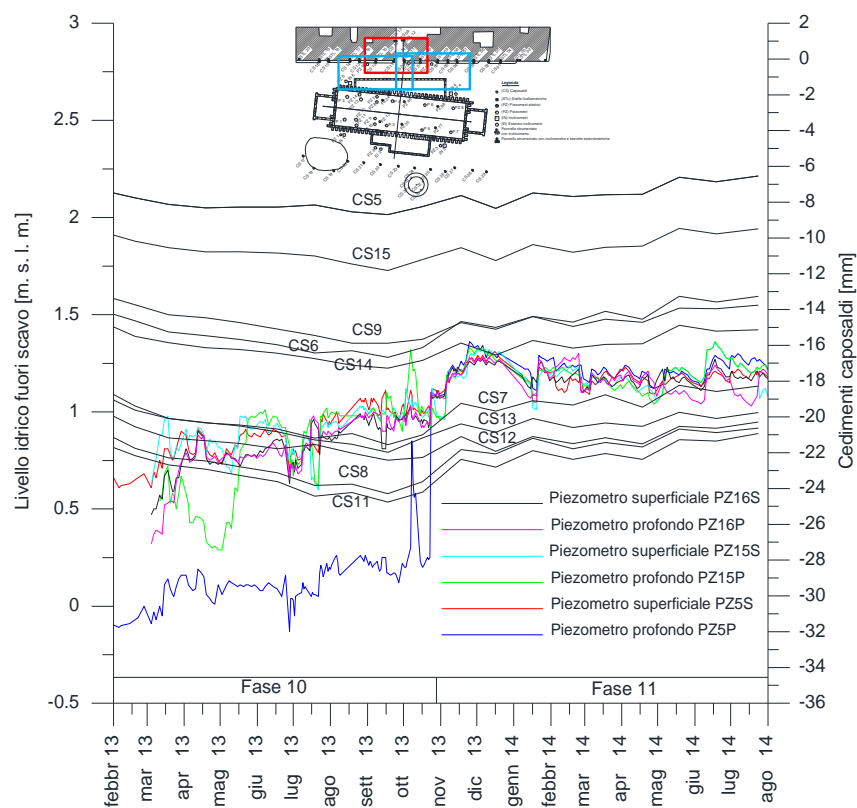


Figura II.14: Andamento temporale del livello idrico superficiale e profondo, del gradiente idraulico e dei caposaldi in corrispondenza dei piezometri PZ5, PZ15 e PZ16

II.6 Misure degli spostamenti orizzontali delle paratie a protezione dello scavo

La misura degli spostamenti delle paratie è stata eseguita mediante l'installazione di tubi inclinometrici in alcuni dei pannelli perimetrali. I tubi sono stati annegati all'interno dei pannelli durante il getto, pertanto nel corso dei lavori essi si sono deformati solidalmente a questi ultimi permettendo di rilevare lungo l'asse le rotazioni delle loro sezioni trasversali ad intervalli di 1 m lungo la verticale e di desumerne gli spostamenti orizzontali. I risultati delle osservazioni sui pannelli riguardano l'evoluzione temporale degli spostamenti orizzontali (cfr. Figura III.16, III.17 e III.18). L'elaborazione richiede che sia noto un valore di riferimento dello spostamento. Pertanto sarebbe stato opportuno misurare lo spostamento orizzontale della testa del pannello, in modo da disporre della costante di integrazione delle rotazioni. Poiché tale operazione non è stata eseguita, gli spostamenti sono noti a meno di una costante, e nelle elaborazioni si è assunto che lo spostamento al piede fosse nullo (Fenelli et al. 1997). Questa ipotesi appare senz'altro ragionevole per i pannelli che si attestano nel banco di tufo litoide nel quale gli spostamenti orizzontali sono senz'altro trascurabili rispetto a quelli dei sovrastanti terreni sciolti (Russo et al. 1997).

I pannelli strumentati sono complessivamente n.12, ma ai fini del presente studio sono stati selezionati e analizzati solo alcuni di essi, schematicamente riportati nella Tabella III.2 di seguito:

Tabella II.2: Elenco degli inclinometri che forniscono dati ritenuti attendibili

<u>NOME STRUMENTO</u>	<u>DATA DI LETTURA DI ZERO</u>	<u>PROF. [m]</u>	<u>FREQUENZA ATTUALE DELLE MISURE (media)</u>
SP_IN_P13	25/01/2010	49	15 GIORNI
SP_IN_P5	25/01/2010	48	15 GIORNI
SP_IN_P74	27/01/2010	42	15 GIORNI
SP_IN_P83	28/01/2010	47	15 GIORNI
SP_IN_P26	25/01/2010	45	15 GIORNI
SP_IN_P64	27/01/2010	46	15 GIORNI

Per analizzare il comportamento deformativo delle strutture sono state individuate tre sezioni all'interno del pozzo di stazione la cui ubicazione è riportata nella planimetria di Figura III.15. Per ognuna di esse sono stati diagrammati gli spostamenti orizzontali delle paratie contrapposte per le tre fasi di costruzione dell'opera definite nel §

III.3.2. Non tutti i pannelli disposti nelle sezioni trasversali considerate sono però strumentati ed in alcune circostanze, anche quando lo sono, i profili inclinometrici ottenuti risultano poco attendibili. In questi casi laddove possibile è stato ritenuto lecito assimilare la deformata del pannello non strumentato con quella di un pannello strumentato adiacente.

Le sezioni trasversali individuate e i profili inclinometrici di riferimento sono:

- La sezione trasversale 1-1 disposta dal lato della stazione Mergellina con i profili inclinometrici delle paratie 5 e 83;
- La sezione trasversale 2-2 disposta in corrispondenza della mezzeria del pozzo con i profili inclinometrici delle paratie 6, 13, 74 e 41;
- La sezione trasversale 3-3' disposta dal lato di Piazza San Pasquale con i profili inclinometrici delle paratie 26 e 64;

I diagrammi riportati nelle Figure III.16, III.17 e III.18, in cui sono rappresentate le misure inclinometriche relative alle sezioni trasversali 1-1, 2-2 e 3-3 confermano che le rotazioni dei tubi inclinometrici, e dunque gli spostamenti dei pannelli, sono pressoché nulli in corrispondenza delle profondità a cui si rinviene il tufo, pertanto la conoscenza della corretta profondità di questa formazione è molto utile per la valutazione delle misure.

In generale gli andamenti dei profili inclinometrici sono tra loro simili ma con valori ridotti man mano che ci si sposta verso gli spigoli, di conseguenza anche gli andamenti degli spostamenti orizzontali dei pannelli contrapposti nella stessa sezione appaiono tra loro simili. Fa eccezione l'inclinometro IN-P64 appartenente alla sezione 3-3 (Figura III.18) in cui sono evidenti anomalie dovute probabilmente ad un'errata installazione del tubo inclinometrico.

Tutti gli altri profili sembrano essere compatibili con le condizioni di vincolo alla base e in testa con spanciamiento massimo in corrispondenza della quota di fine scavo (fase II). Nel caso in cui i tubi inclinometrici non sono ben attestati nello strato tufaceo, alla base dei profili inclinometrici si osservano delle rotazioni accentuate che lasciano presupporre che gli spostamenti alla loro estremità non siano nulli. Per il periodo in cui si è proceduto solo con l'attività di scavo e di aggettamento, le paratie mostrano un comportamento a mensola con uno spostamento massimo in testa che aumenta con l'approfondirsi dello scavo. La successiva costruzione del solaio di copertura costituisce un vincolo allo spostamento in testa dei pannelli e pertanto nelle fasi successive le de-

formate mostrano un progressivo “spanciamento” che si accentua con il crescere della profondità di scavo. Si può notare inoltre che in ragione della notevole rigidità dei pannelli gli andamenti dei profili inclinometrici non permettono di identificare la posizione dei solai intermedi. L’entità degli spostamenti risulta maggiore per le paratie disposte lungo il lato edifici, ciò viene attribuito alla presenza degli edifici il cui peso grava sul terrapieno. In particolare, per la sezione 1-1 e la 2-2, il massimo spostamento misurato è pari rispettivamente a 28.7 mm e 35 mm, entrambi rilevati lungo il lato edifici al termine della fase II. Gli andamenti dei profili inclinometrici sono nel complesso molto simili tra di loro, eccezion fatta per il profilo inclinometrico IN-P64 della sezione 3-3’, la diversa entità degli spostamenti sembra conseguire dall’effetto irrigidente prodotto dalla presenza di uno dei pannelli disposti lungo i lati corti del pozzo di stazione.

In Figura III.17 sono inoltre riportate le misure degli inclinometri installati nei diaframmi rettangolari a sostegno delle discenderie. Per questi inclinometri la lettura di zero è stata effettuata nel febbraio del 2012, quando la profondità di scavo del pozzo centrale era circa 10m (cfr. Figura III.3), pertanto non sono disponibili misure per la fase I. Inoltre, così come per i diaframmi a T attestati nel tufo, anche tali misure sono state elaborate ipotizzando spostamento nullo alla base, pur essendo le paratie completamente realizzate in terreni sciolti. Si sottolinea che tali considerazioni sono di fondamentale importanza per l’interpretazione dei risultati delle analisi presentati nel capitolo successivo.

La Figura III.19 rappresenta gli spostamenti orizzontali misurati dagli inclinometri per la sezione piana a quota -22.5 m slm al termine della fase II, quando è stata raggiunta massima profondità di scavo e di depressione della falda all’interno dello scavo. Nel complesso le Figure III.16, III.17, III.18 evidenziano l’influenza della profondità dello strato tufaceo sull’entità degli spostamenti mentre la Figura III.19 mostra un comportamento fortemente tridimensionale dello scavo con spostamenti massimi in mezzzeria che tendono a diminuire man mano che ci si sposta verso gli spigoli della stazione.

Nell’Allegato 2 sono riportati i profili inclinometri per le sezioni di Figura III.15 con indicazione delle date di lettura.

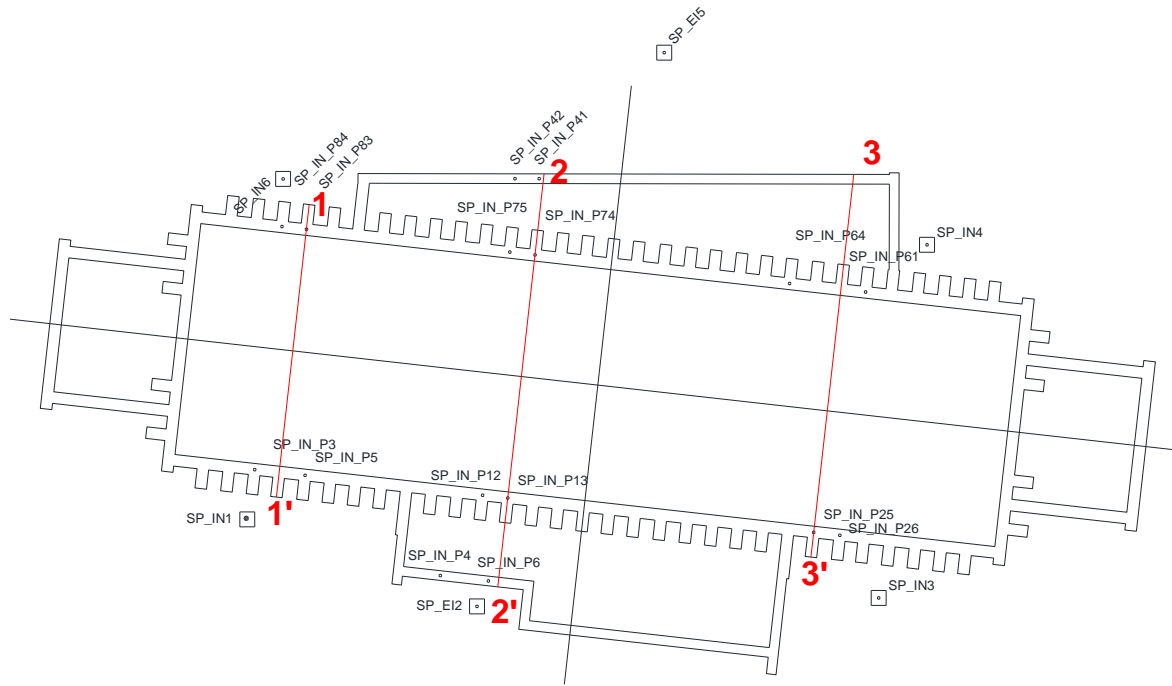


Figura II.15: Sezioni inclinometriche

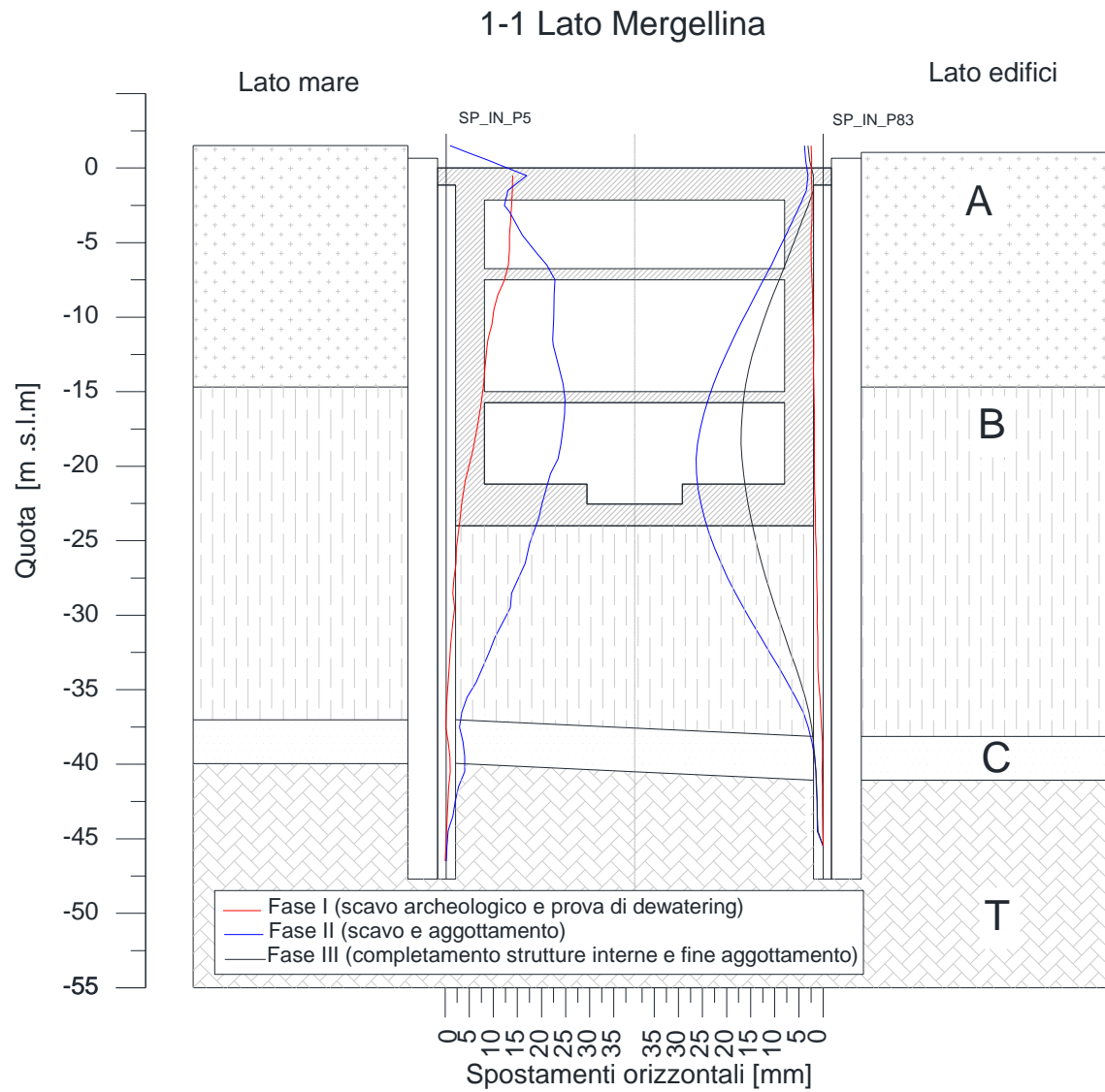


Figura II.16: Profili inclinometrici della sezione 1-1 della Figura III.15

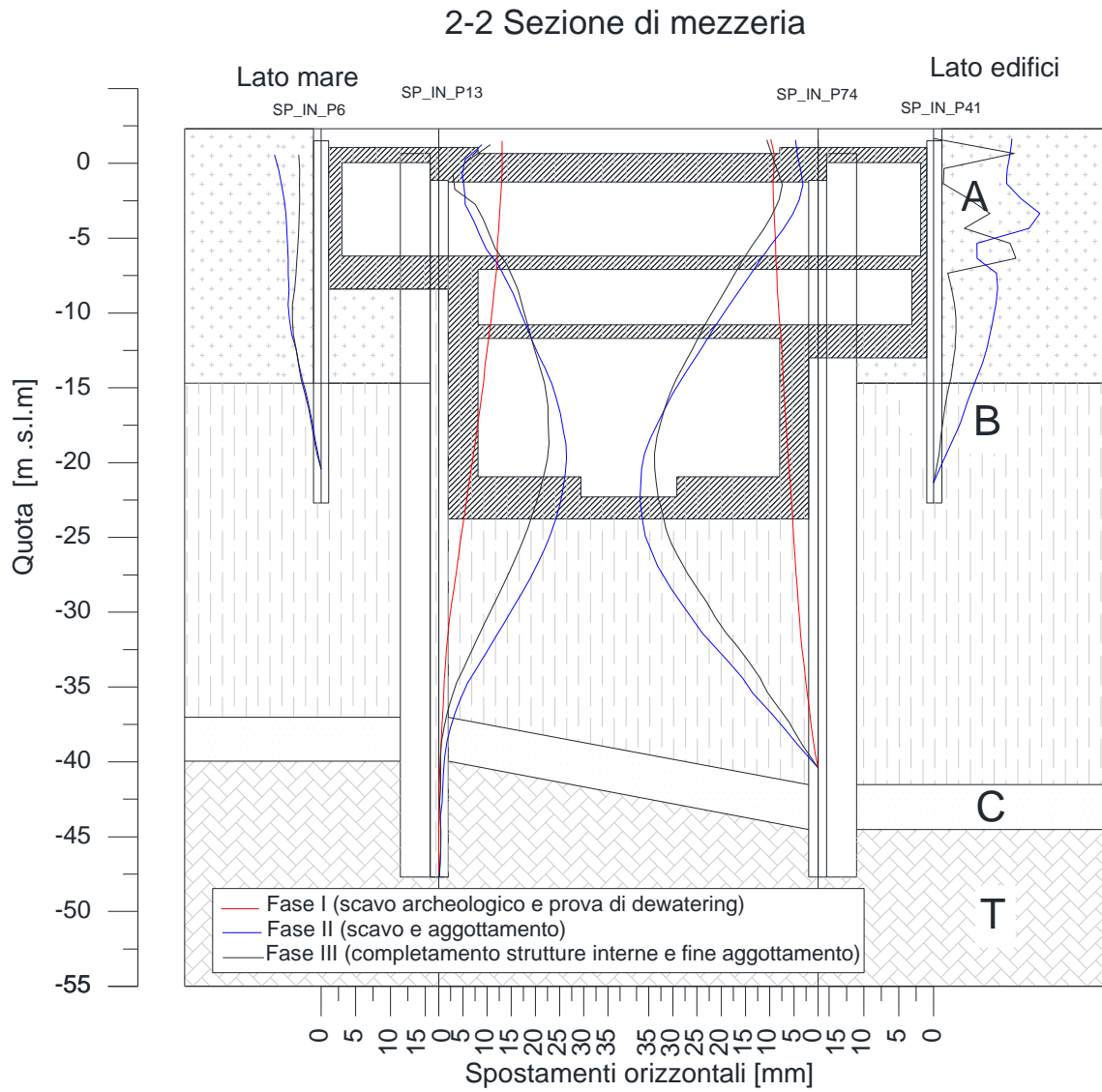


Figura II.17: Profili inclinometrici della sezione 2-2 della Figura III.15

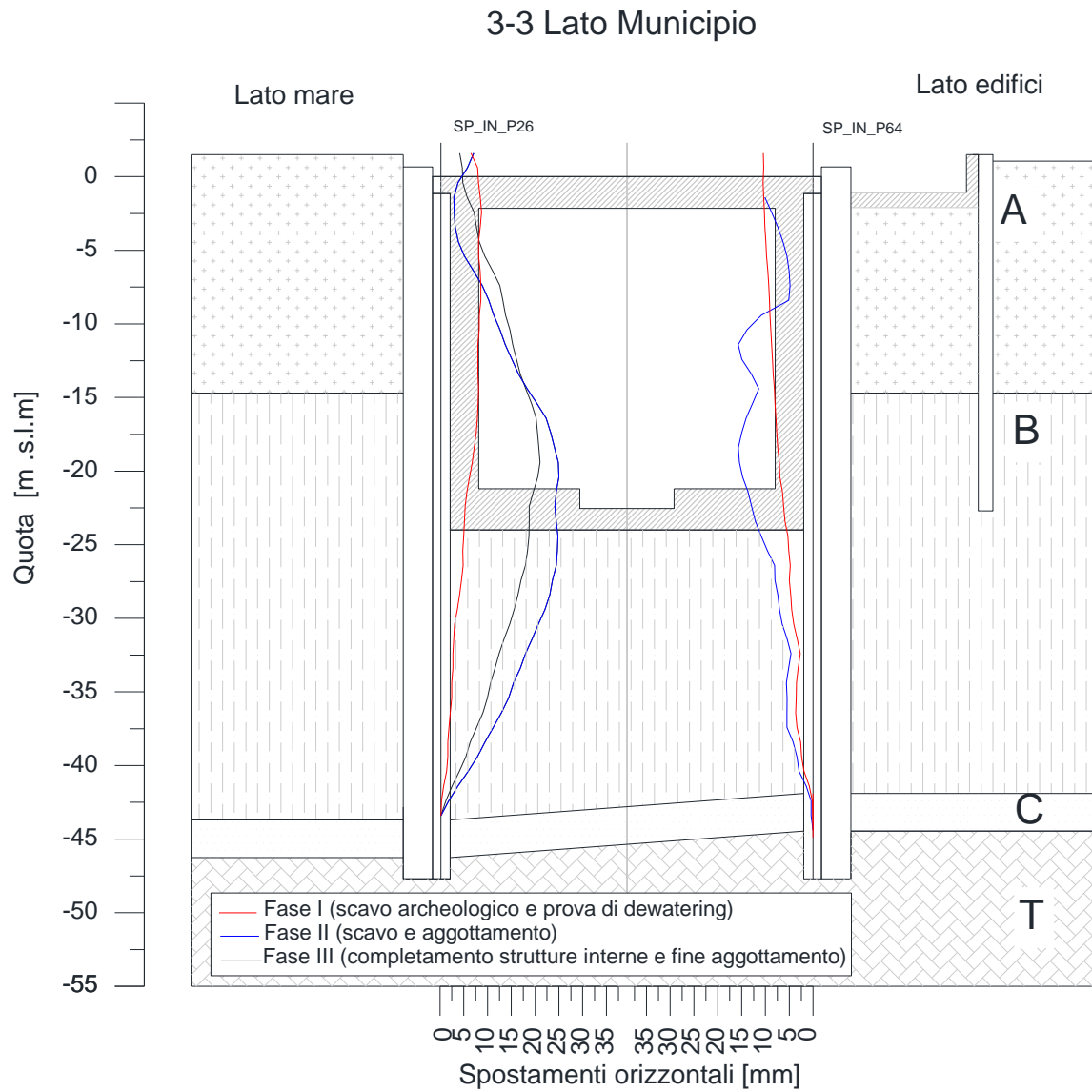


Figura II.18: Profili inclinometrici della sezione 1-1 della Figura III.15

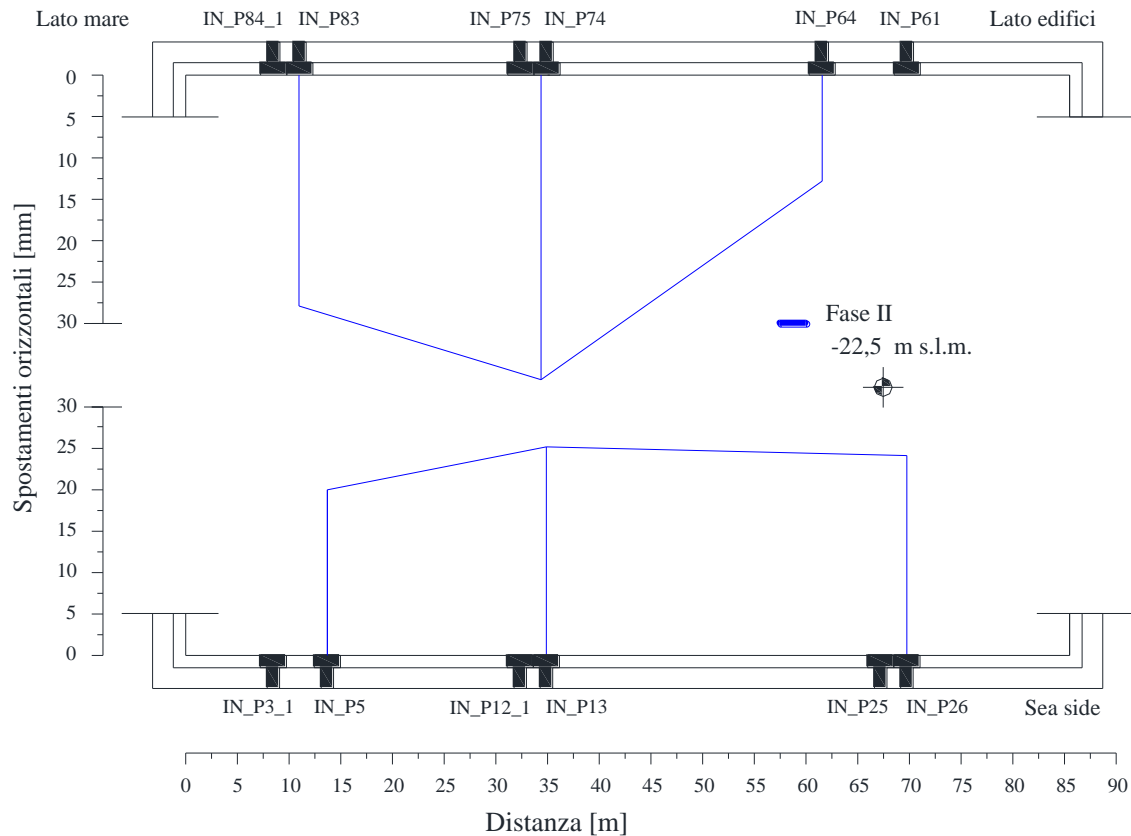


Figura II.19: Spostamenti orizzontali misurati dagli inclinometri per la sezione piana a quota -22.5 m slm al termine della fase II (massima profondità di scavo)

II.7 Misure dei cedimenti superficiali al contorno dello scavo

In questo paragrafo si descrivono ed analizzano gli effetti in termini di cedimenti superficiali prodotti al contorno dello scavo nel corso dei processi costruttivi principali di realizzazione dell'opera. A questo scopo sono prese in considerazione le misure delle staffe livellometriche e dei caposaldi. Lo studio dei cedimenti è riferito a tre sezioni di monitoraggio topografico riportate nella planimetria di Figura III.20 :

- la sezione B-B è ubicata in vico Bausan in mezzeria alla stazione, costituita da soli due punti di misura posizionati all'estremità degli edifici;
- la sezione A-A parallela al lato lungo dello scavo una ottenuta allineando gran parte dei capisaldi nella villa Comunale;
- la sezione C-C parallela al lato lungo dello scavo una ottenuta allineando i capisaldi e le staffe livellometriche in prossimità dei fabbricati.

Dalla planimetria di Figura III.20 risulta chiaro che gli edifici sono disposti lungo un allineamento e sono posti ad una distanza molto ridotta dallo scavo del pozzo centrale, compresa tra i 19 m e i 28 m, e solo a 12 m dal pozzo discenderia.

A fini della rappresentazione dei cedimenti nello spazio, i caposaldi che non ricadono sulla sezione di monitoraggio sono stati proiettati su di essa. Concettualmente tale operazione non risulta corretta perché le misure dei caposaldi in questione si riferiscono ad una posizione fittizia. Tuttavia si ritiene tale approssimazione plausibile in quanto la distanza tra la posizione reale e quella fittizia non dovrebbe comportare variazioni significative in termini di cedimenti.

I grafici riportati nelle Figure III.21, III.22, III.23 e III.24 rappresentano l'evoluzione temporale della subsidenza del piano campagna in corrispondenza delle sezioni di monitoraggio misurata mediante il rilievo dei cedimenti dei caposaldi, materializzati sul terreno e sui marciapiedi immediatamente antistanti agli edifici, e delle staffe livellometriche installate sugli edifici. Ogni grafico si riferisce ad una sezione di monitoraggio e riporta i cedimenti cumulati nel corso delle costruzioni distinti tra loro mediante campiture diverse per ciascuna lavorazione, inoltre sono indicate le fasi principali I, II e III definite nel § III.3.2 contraddistinte rispettivamente dal colore rosso, blu e nero. Ovviamente nel caso della sezione di monitoraggio lungo il lato fabbricati le misure a disposizione sono costituite sia da quelle relative ai caposaldi, sia da quelle relative alle staffe livellometriche. Alcune staffe livellometriche e caposaldi lato Villa sono stati danneggiati e sostituiti comportando necessariamente un gap nelle misure. In tal caso nei grafici sono state riportate le misure con un simbolo puntuale (x) e l'andamento atteso con una linea tratteggiata.

Le Figure III.21 e III.22 riguardano i caposaldi delle sezioni di monitoraggio materializzate lungo il lato edifici (AA' e BB'). I dati evidenziano che, lungo la sezione di monitoraggio longitudinale A-A', a partire dalla condizione iniziale di piano campagna orizzontale, l'esecuzione dello scavo comporta un progressivo accumulo di cedimenti che si configurano in una conca che tende ad accentuarsi con l'avanzamento dei lavori. Lo spostamento massimo si misura in corrispondenza della mezzeria dello scavo al termine della fase II, ovvero al raggiungimento della massima profondità di scavo. I massimi cedimenti sono stati osservati ad ottobre 2013 in corrispondenza del caposaldo SP_CS11-1 (pari a -25,3 mm) e del caposaldo SP_CS08_207 (pari a -24,76 mm nel luglio 2013), ubicati rispettivamente in corrispondenza dello spigolo dell'edificio 1 e

dell'edificio 207. Dopo la chiusura dei pozzi di aggettamento si legge una restituzione degli spostamenti. Verso gli spigoli dello scavo i cedimenti tendono a ridursi manifestando l'effetto di un comportamento tridimensionale già emerso dall'analisi delle misure inclinometriche esposte nel § III.6. La Figura III.22 riporta i dati relativi alla sezione in cui sono stati registrati i massimi cedimenti; in tal caso, sia per la posizione (mezzeria dello scavo) che per il numero di punti monitorati, non si manifesta un comportamento tridimensionale.

Le Figure III.23 e III.24 riguardano le staffe livellometriche delle sezioni di monitoraggio materializzate lungo il lato edifici (AA' e BB'). Si osserva in primo luogo che le misure degli spostamenti non sono state eseguite con continuità per tutti gli strumenti installati. In particolare si osserva un andamento anomalo delle misure per la staffa livellometrica SP_SLT14_1/SP_STL_14A_1, probabilmente dovuto alla mancanza di rilevamenti per il periodo che va dal 22/04/2010 al 14/10/2011. I massimi cedimenti sono stati misurati in corrispondenza della staffa livellometrica SP_STL11_207 (pari a -25,4 mm). Dal confronto tra i cedimenti registrati sugli edifici (Figure III.22 e III.23) e i cedimenti superficiali (Figure III.20 e III.21), si nota che i rispettivi andamenti sono tra loro molto simili con differenze molto contenute. L'evoluzione dei cedimenti nel tempo, tutti ampiamente correlabili con le lavorazioni di cantiere, e le modeste differenze tra capisaldi e staffe costituiscono indizi per confidare sulla buona qualità delle misure eseguite che si confermano a vicenda.

La Figura III.25 riporta i cedimenti misurati in corrispondenza dei capisaldi disposti lungo la sezione di monitoraggio lato Villa. Il massimo cedimento, pari a -17,69mm, è stato osservato in corrispondenza del caposaldo AM_CS24_V2 nel luglio del 2013, in prossimità del centro dello scavo. Si nota che il caposaldo SP_CS23_V2 previsto in progetto non è stato più rilevato da marzo 2012.

Infine, in corrispondenza delle 11 lavorazioni principali individuate sono stati rilevati i massimi cedimenti ai capisaldi, sia in relazione al singolo processo, sia cumulati. La Tabella III.4 riassume in maniera schematica i suddetti valori.

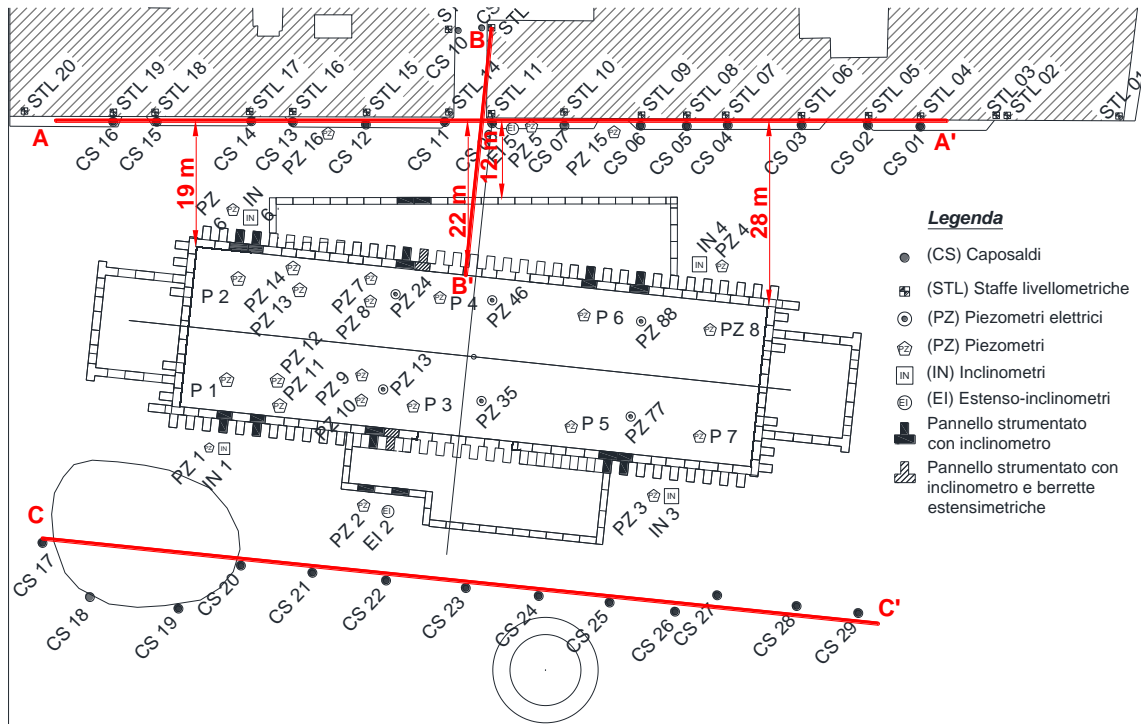


Figura II.20: Planimetria con le sezioni di monitoraggio

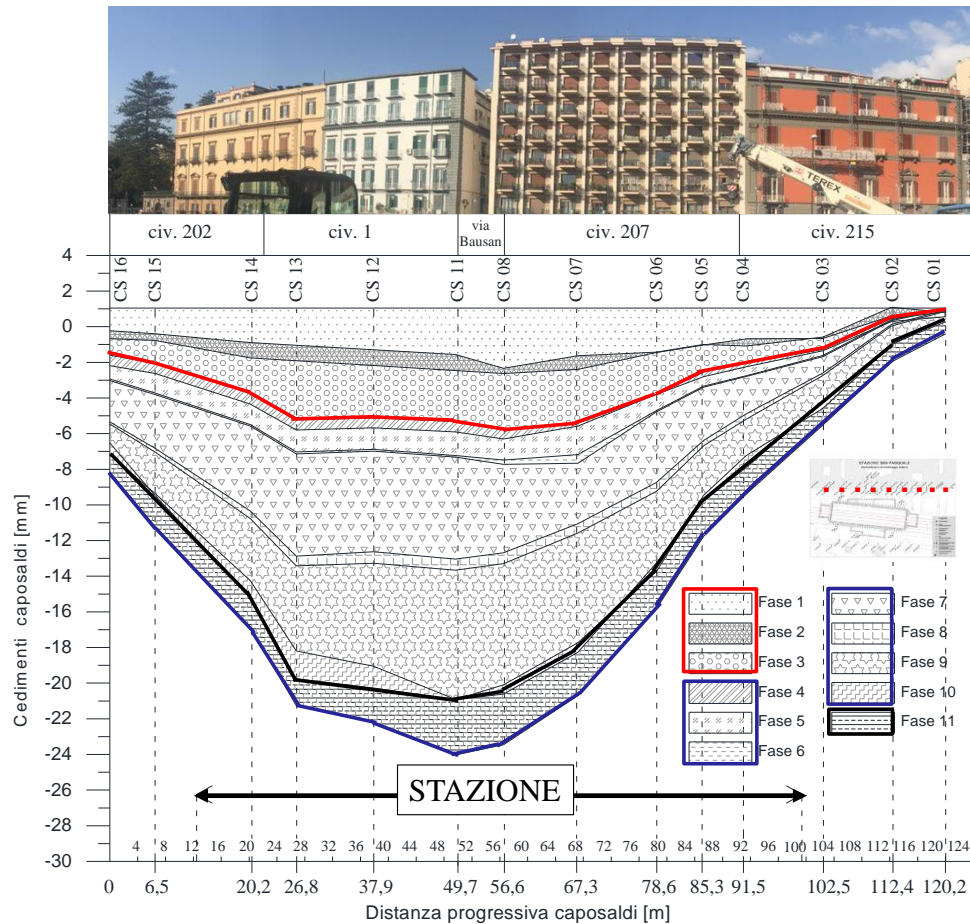


Figura II.21: Sviluppo temporale dei caposaldi della sezione di monitoraggio A-A'

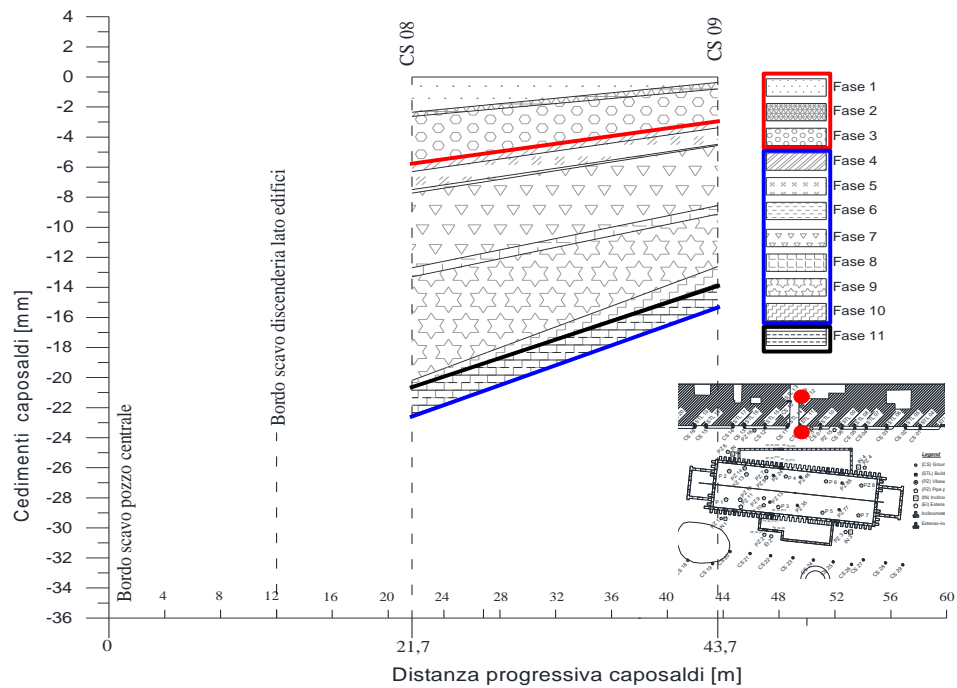


Figura II.22: Sviluppo temporale dei caposaldi della sezione di monitoraggio B-B'

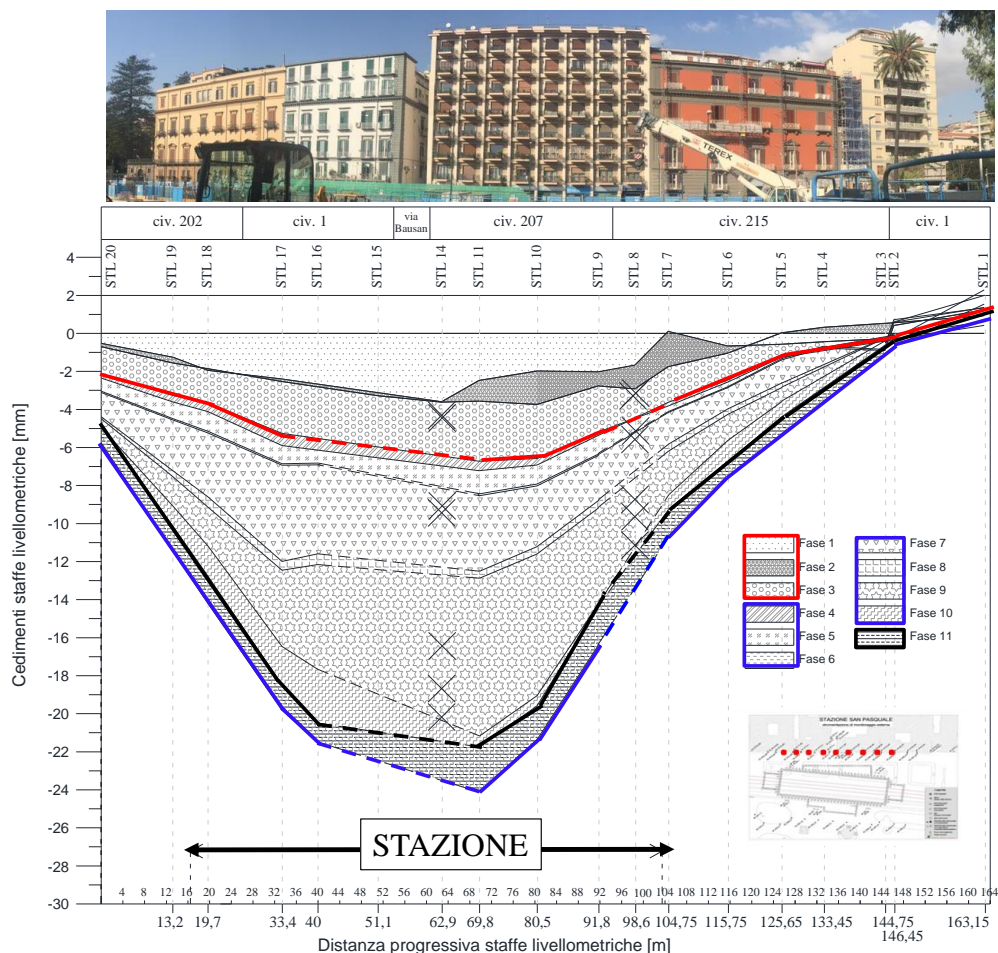


Figura II.23: Sviluppo temporale delle staffe livellometriche della sezione di monitoraggio A-A'

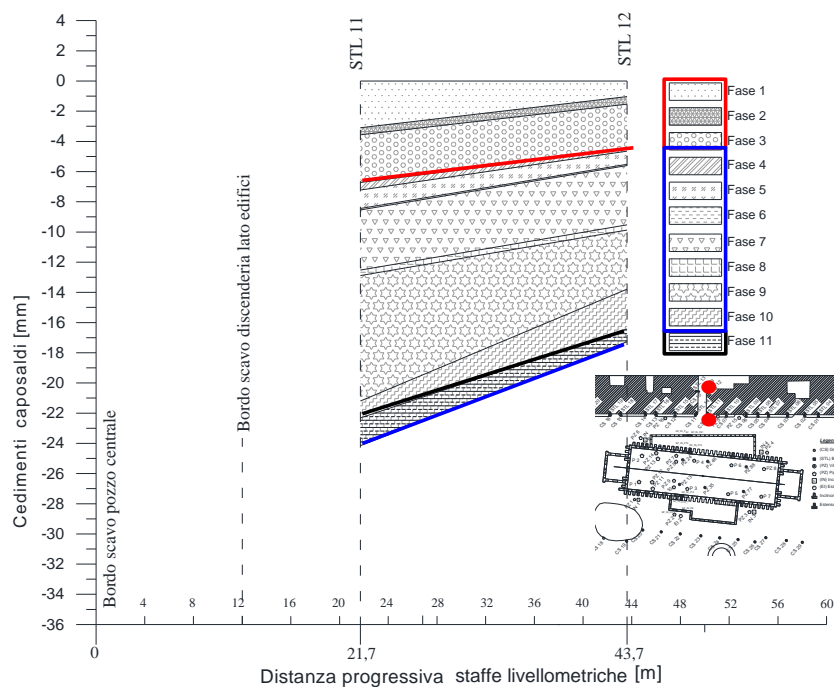


Figura II.24: Sviluppo temporale delle staffe livellometriche della sezione di monitoraggio B-B'

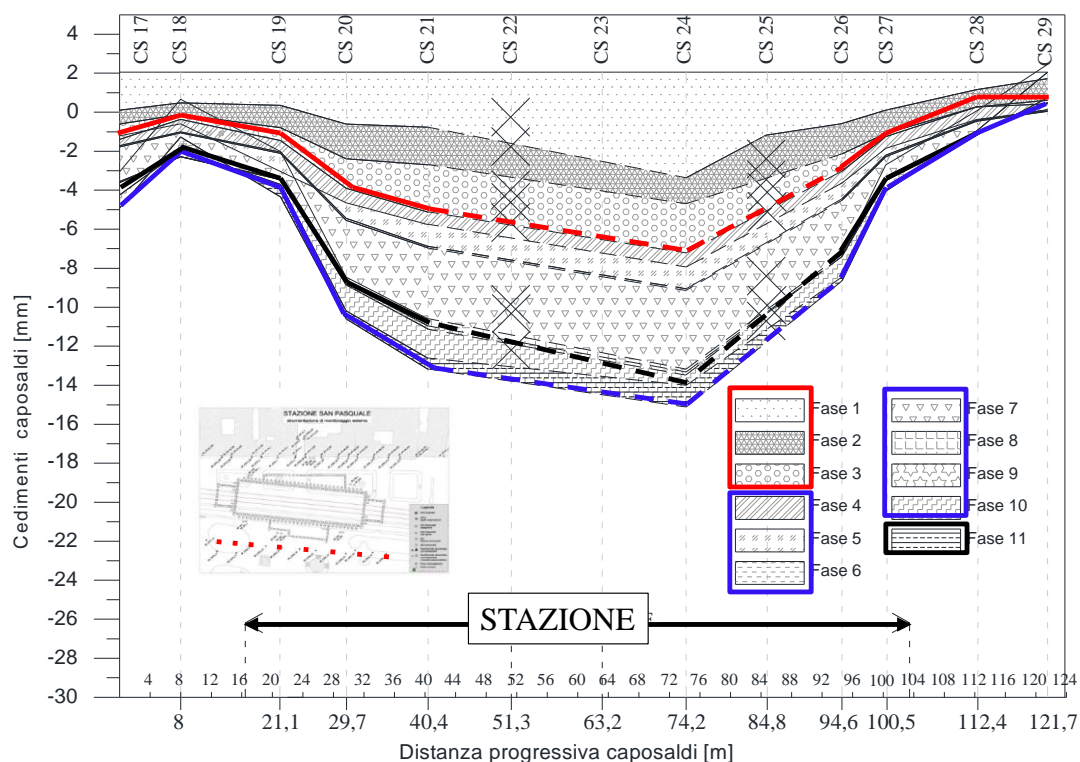


Figura II.25: Sviluppo temporale dei caposaldi della sezione di monitoraggio C-C'

Tabella II.3: Cedimenti misurati corrispondenti alle diverse fasi lavorative

PROCESSO ESECUTIVO	DATA	CEDIMENTI MASSIMI	
		lavorazione (mm)	totali (mm)
1	dal 15/09/2008 al 26/08/2009	-2,35	-2,35
2	dal 27/08/2009 al 09/05/2010	-0,45	-2,8
3	dal 10/5/2010 al 10/07/2010	-2,98	-5,78
4	dal 11/07/2010 al 22/03/2011	-0,52	-6,3
5	dal 23/03/2011 al 23/12/2011	-1,19	-7,49
6	dal 24/12/2011 al 20/01/2012	-0,24	-7,73
7	dal 21/01/2012 al 11/09/2012	-5,32	-13,05
8	dal 12/09/2012 al 28/09/2012	-0,62	-13,67
9	dal 29/09/2012 al 27/12/2012	-7,25	-20,92
10	dal 27/12/2012 al 22/10/2013	-3,35	-24,27
11	dal 23/10/2013 al 24/07/2014	3,34	-20,93

II.8 Alcune misure di spostamento di scavi profondi della città di Napoli

Il caso studio della stazione San Pasquale è stato confrontato con il comportamento di opere analoghe in terreni sabbiosi e piroclastici. A tale scopo sono stati raccolti il maggior numero possibile di casi di scavi profondi realizzati nella città di Napoli che dispongono di misure di spostamenti. Complessivamente i casi sono 11, relativi allo scavo di alcune stazioni della Linea 1 e della Linea 6 della metropolitana di Napoli e alla realizzazione di scavi per parcheggi sotterranei. Suddetti casi in parte sono stati reperiti in letteratura e in parte sono stati ottenuti con misure dirette. Le caratteristiche principali delle opere con le relative misure di spostamento sono sintetizzate in Tabella III.4. Per ogni scavo è indicata l'ubicazione, la natura del terreno, la presenza o meno della falda, la tipologia delle opere di sostegno con i relativi vincoli, la profondità di scavo, gli spostamenti massimi (orizzontali e verticali), la distanza dallo scavo delle misure nonché la fonte di riferimento.

I risultati sperimentali sono stati confrontati con i risultati di alcuni metodi empirici discussi nel § I.3.1.

La Figura III.26 rappresenta in sintesi la proposta di Peck (1969) in cui si osserva che i cedimenti dei casi studio di Tabella III.4 in terreni a grana grossa o coesivi molto consistenti (A) rientrano ampiamente nel profilo di subsidenza proposto dall'autore per questa categoria di terreno. Dall'abaco si evince che i cedimenti misurati danno luogo a valori massimi entro la fascia A con cedimenti massimi pari all'1% della profondità di scavo, pertanto la proposta di Peck è ancora valida anche se molto cautelativa.

Sulla base della proposta di Clough & O'Rourke (1990), nel diagramma di Figura III.27 sono stati correlati gli spostamenti orizzontali massimi del terrapieno d_{max} in funzione dell'altezza di ritenuta H . I dati sono tutti al di sotto della semiretta che ha equazione $d/H=0,1\%$ ad eccezione della sola stazione San Pasquale che esibisce comunque spostamenti molto contenuti al di sotto della retta $d/H=0,2\%$. Sicuramente questo risultato è influenzato dalla distanza delle misure dal bordo scavo, infatti tutte le misure disponibili in letteratura sono puntuali e per nessuno dei casi raccolti in Tabella III.4 si conosce lo sviluppo della conca di subsidenza. Si ricorda inoltre che Clough & O'Rourke hanno registrato un valore medio dello spostamento orizzontale pari allo 0,2 % dell'altezza di ritenuta e quasi tutti i valori risultano inferiori allo 0,5 %. In Figura

III.27 sono stati diagrammati i valori degli spostamenti orizzontali della paratia d in funzione del cedimento w adimensionalizzati rispetto all'altezza di ritenuta dello scavo H . Sulla base di quanto riportato da Mana & Clough, (1981), il massimo spostamento verticale della superficie del terreno è dell'ordine di $0,5 \div 1$ volte il massimo spostamento orizzontale della paratia. Dal grafico però si osserva che alcuni punti ricadono fuori da questo intervallo, ovviamente anche in tal caso, non disponendo di sufficienti rilievi a piano campagna, il risultato è influenzato dalla distanza delle misure dal bordo scavo.

Tabella II.4: Scavi profondi nella città di Napoli

Ubicazione	Tipologia di opera	Terreni	Prof. falda (m)	Tipologia di paratia	Prof. scavo H(m)	Spost. orizz. max paratia $d_{max}(mm)$	Cedimento max $w_{max}(mm)$	Dist. Cedimento dallo scavo (m)	Riferimento bibliografico
Via Kagoshima	parcheggio sotterraneo	piroclastiti	-	pali + ancoraggi	13	12	-	-	Gifuni et al. (2007)
Largo Celebrano	parcheggio sotterraneo	piroclastiti	-	pali+solai e setti	14	10	12,7	3,3	L'Amante (2009)
Fuorigrotta	parcheggio sotterraneo	piroclastiti	-	pannelli + ancoraggi	21	12	-	-	Fenelli et al. (1997)
Montedidio	parcheggio sotterraneo	piroclastiti	-	pali + ancoraggi	19	7	3	8	Russo et Viggiani (1997)
Toledo	stazione metropoli-tana	sabbia e piroclastiti	20	pannelli + solai e ancoraggi	50	27	-	-	L'Amante (2009)
Piazza Garibaldi	stazione metropoli-tana	sabbia e piroclastiti	9,4	pannelli + solai e ancoraggi	45	35	31	3,6	Viggiani et de Sanctis (2006)
Università	stazione metropoli-tana	sabbia e piroclastiti	3	Pannelli + solai e ancoraggi	35	24	-	-	L'Amante (2009)
San Pasquale	stazione metropoli-tana	sabbia e piroclastiti	1	pannelli + solai	27	37,2	25,3	22	Rapporto interno
Chiaia	stazione metropoli-tana	sabbia e piroclastiti	1	pannelli + ancoraggi	46	8,09	15,15	6	Rapporto interno

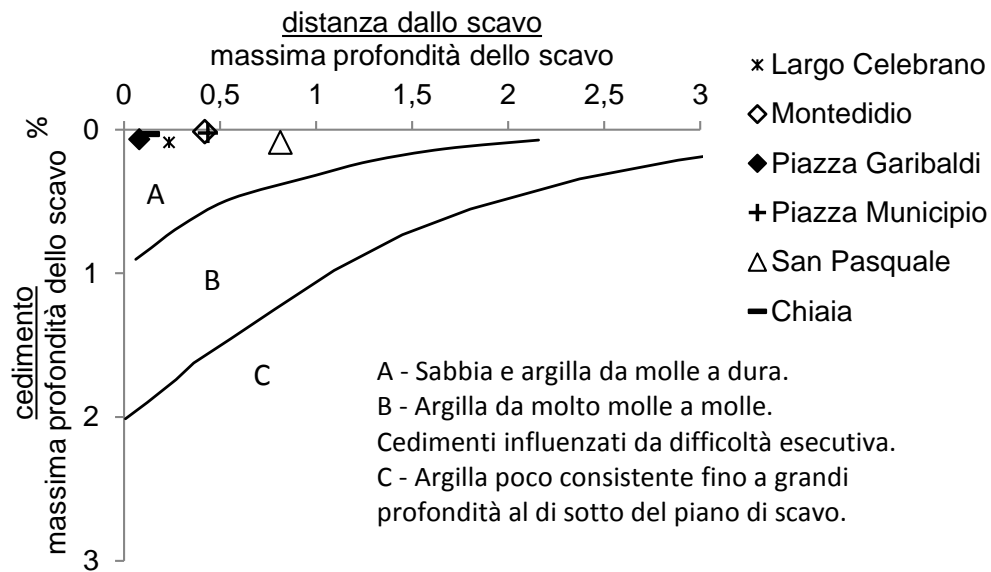


Figura II.26: Misure di cedimenti dei casi di Tabella III.4 riportate nell'abaco di Peck (1969)

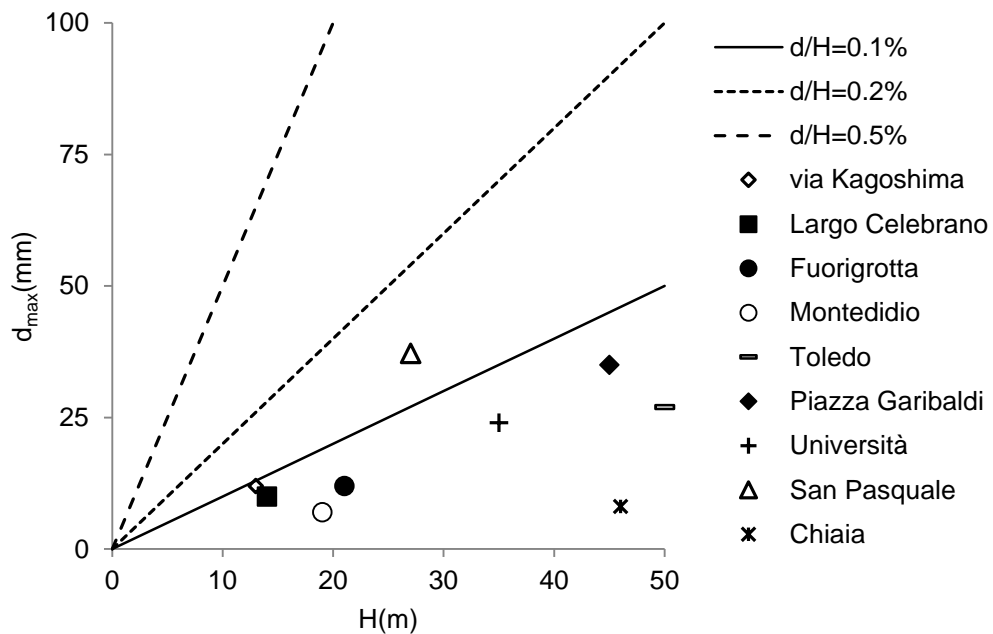


Figura II.27: Misure di spostamenti orizzontali dei casi di Tabella III.4 confrontati con le indicazioni di Clough O' Rourke (1990)

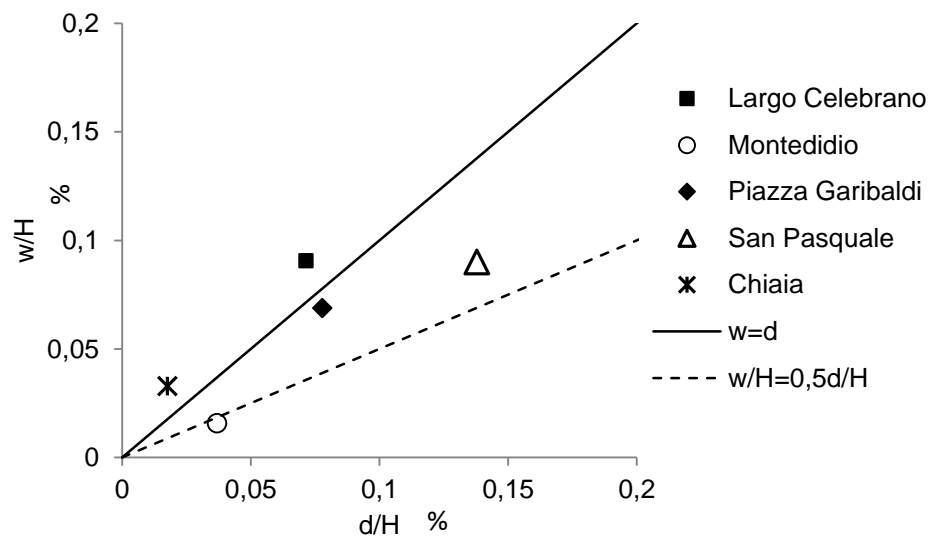


Figura II.28: Spostamenti orizzontali delle paratie in corrispondenza della sezione trasversale di mezz'aria dei casi studio di Tabella III.4 confrontati con le indicazioni di Mana & Clough (1981)

Bibliografia

Clough G.W., O'Rourke T.D., 1990. *Construction Induced Movements of In-Situ Walls*. ASCE, Geotechnical Special Publication No. 25. Design and Performance of Earth Retaining Structures, 439-470.

Dunnicliff J., 1988. *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, Wiley.

Fenelli G.B., Pagano L., 1997. *Osservazioni sul comportamento di un diaframma realizzato in terreni piroclastici sciolti*. Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, Perugia, vol. 1, pp.237,258.

Gifuni G., Nicotera M.V., Pagano L. Ramondini M., 2007. *Monitoraggio di uno scavo in terreni piroclastici del napoletano* . XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica. pp. 557, 563.

L'Amante D. ,2009. *Comportamento di grandi opere di sostegno in area urbana (tesi di dottorato)*. Università di Napoli Federico II.

L'Amante, 2012. *Displacements induced by the installation of diaphragm panels*. Acta Geotechnica 7:203-218.

Mana A.I., Clough G.W., 1981. *Prediction of movement for braced cuts in clay*. Journal of the Geotechnical Division, ASCE, pp.759,777.

Mandolini, A., 2002. *Analisi ed interpretazione delle misure eseguite durante i lavori di costruzione della stazione Dante della Linea 1 della Metropolitana di Napoli*. XXI XXIII Convegno Nazionale di Geotecnica. pp. 305, 312, L'Aquila.

Peck R.B., 1969. *Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground*, Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, A.C., Mexico City, pp. 225-290.

Russo G., Viggiani C., 1997. *Osservazione del comportamento di opere a sostegno di uno scavo nel centro storico di Napoli*. Proc. IV Convegno Nazionale dei Ricercatori di Ingegneria Geotecnica, Perugia, vol. 1pp. 423,442.

Viggiani C., 1999. *Fondazioni*. Helvelius Edizioni.

Viggiani, G.M.B, De Sanctis L., 2006. *Geotechnical aspects of underground railway construction in the urban environment: the examples of Roma and Napoli*. Proc. X International Congress IAEG2006, Nottingham, UK.

Analisi numeriche

III.1 Introduzione

La realizzazione di scavi profondi in ambiente urbano richiede una valutazione accurata sia della resistenza, sia della stabilità dei vari elementi strutturali costituenti le strutture di protezione degli scavi, sia degli spostamenti indotti nel volume di terreno circostante: va osservato infatti che questi ultimi potrebbero essere causa di danni, anche gravi, agli edifici e alle infrastrutture presenti nel sottosuolo ed a piano campagna.

Per simulare in modo accurato il campo di spostamenti prodotto dalla realizzazione di uno scavo è necessario trasformare la realtà in un modello fisico matematico che tenga conto dei principali aspetti meccanici che influenzano il reale comportamento dell'opera studiata. Si può ricorrere a sofisticati modelli di calcolo risolti per via numerica nei quali in particolare il comportamento meccanico dei terreni è descritto da modelli costitutivi non lineari e non elastici il più possibile fedeli al reale comportamento del terreno, che consentono di simulare i percorsi di sollecitazione corrispondenti all'esecuzione dello scavo.

Per il caso in esame sono state effettuate analisi numeriche agli elementi finiti (FEM) in condizioni di deformazione piana (i.e. condizioni bidimensionali) i cui risultati sono stati poi confrontati con i dati raccolti con il monitoraggio. Il programma di calcolo utilizzato è il PLAXIS_2D (ver. 2015). È importante premettere che se da una parte i modelli bidimensionali sono caratterizzati da una maggiore semplicità di implementazione e da un minor onere computazionale e di interpretazione dei risultati rispetto a modelli tridimensionali, essi necessariamente trascurano alcuni aspetti del problema quali ad esempio la eventuale tridimensionalità della geometria delle opere analizzate, e conseguentemente degli stati di deformazione.

III.2 Descrizione del modello

III.2.1 Reticolo di calcolo

Le analisi numeriche sono state finalizzate a riprodurre il comportamento monitorato durante la costruzione dell'opera della sezione trasversale posta nei pressi della mezzeria dello scavo, per la quale si dispone di una sufficiente quantità di dati di monitoraggio già presentati e discussi nel capitolo IV. In Figura IV.1 è indicata con la linea tratteggiata l'ubicazione in pianta della sezione di calcolo rappresentata ad opera ultimata in Figura IV.2: lo scavo principale è largo circa 24 m e profondo circa 27 m, e le discenderie adiacenti sono larghe circa 7 m e profonde rispettivamente 15 m lungo il lato edifici e 11 m lungo il lato mare. In Figura IV.3 è riportata la sezione longitudinale di mezzeria con indicazione della posizione della sezione di calcolo (sez. 2-2') di Figura IV.2. Per il caso in esame, essendo il lato lungo di stazione pari a circa 4 volte quello corto ed essendo le alternanze dei diversi strati di terreno disposte secondo giaciture suborizzontali, con buona approssimazione si possono ritenere valide le ipotesi di deformazione piana per la sezione prescelta; ovviamente resterebbe la necessità di un calcolo 3D per cogliere gli effetti ed i comportamenti, pure osservati, di natura chiaramente tridimensionale come ad esempio il ridursi degli spostamenti verticali ed orizzontali esterni all'area di scavo in prossimità degli spigoli della scatola di stazione.

Per le analisi è stato utilizzato il software di calcolo agli elementi finiti PLAXIS_2D che fa uso di un'interfaccia grafica per costruire un modello geometrico piano o assialsimmetrico rappresentativo della situazione considerata e generare a partire da esso, in via automatica, un reticolo di elementi finiti (*mesh*). Tale reticolo è condizionato dall'utente ad esempio mediante la scelta di alcuni parametri geometrici relativi alle dimensioni medie degli elementi finiti triangolari adottati dal "*meshatore*" ovvero dall'algoritmo che sovrintende la discretizzazione del continuo mediante i suddetti elementi finiti. Come già detto le analisi numeriche che si presentano nel prosieguo sono state condotte nell'ipotesi di condizioni di deformazione piana (*plain strain*).

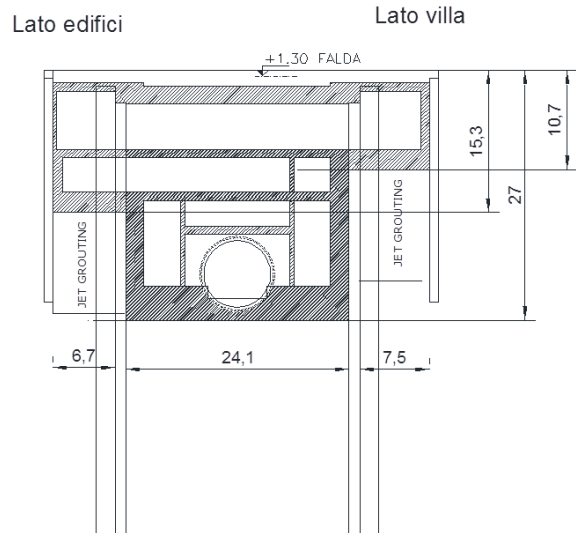
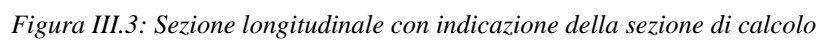


Figura III.2: Sezione trasversale di calcolo ad opera ultimata



III-101

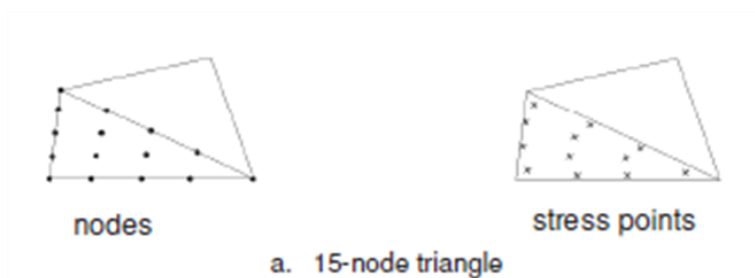


Figura III.4: Posizione dei nodi e dei punti di tensione negli elementi

Il dominio di calcolo è stato esteso intorno allo scavo in modo da minimizzare e rendere trascurabili gli effetti dei necessari vincoli ipotizzati sui bordi e permettere quindi di descrivere con accuratezza lo stato tensionale e deformativo generato dalla costruzione dell'opera. Le sue dimensioni sono state determinate preliminarmente sulla base di analisi numeriche con geometria, stratigrafia e fasi del calcolo analoghe al caso oggetto dello studio ma con diversa estensione del dominio di calcolo. In queste analisi preliminari lo scavo è di forma rettangolare di dimensioni $B \times H$ e la stratigrafia, piuttosto articolata, è schematizzata attraverso quattro strati praticamente orizzontali: terreni A e B (descritti con il modello *Hardening Soil*) sovrastanti terreni C e T (descritti con il modello *Mohr-Coulomb*).

In Figura IV.5 il dominio di calcolo ha dimensioni pari a $3B \times 2H$, la *mesh* è costituita da 3416 elementi con un totale di 28821 nodi ed una dimensione media degli elementi di 1.988 m. In Figura IV.6 il dominio di calcolo ha dimensioni pari a $5B \times 3H$, la *mesh* è costituita da 3277 elementi con un totale di 27607 nodi ed una dimensione media degli elementi di 2.620 m. Le Figure IV.5 e IV.6 si riferiscono entrambe alla fase di calcolo in cui si raggiunge la massima profondità di scavo e consentono di confrontare i risultati a mappa di colori degli spostamenti assoluti: il dominio più esteso di Figura IV.6 risulta maggiormente idoneo del modello in figura IV.5 a simulare il problema senza risentire delle condizioni di vincolo imposte sul bordo. Questa conclusione è basata su vari risultati del calcolo ed anche sul semplice diagramma a mappe di colori degli spostamenti totali rappresentati nelle figure menzionate. Ne consegue che per il caso in esame l'area di calcolo è stata assunta pari a 250×90 m essendo la larghezza complessiva del pozzo centrale e delle due discenderie (B) pari a circa 50 m e la profondità di scavo (H) pari a circa 30 m. Le condizioni al contorno assunte sui bordi del dominio sono: spostamenti verticali liberi e spostamenti orizzontali impediti lungo i due bordi

laterali; lungo il bordo inferiore sono bloccati sia gli spostamenti orizzontali sia quelli verticali; il bordo superiore rappresenta il piano campagna e pertanto è libero.

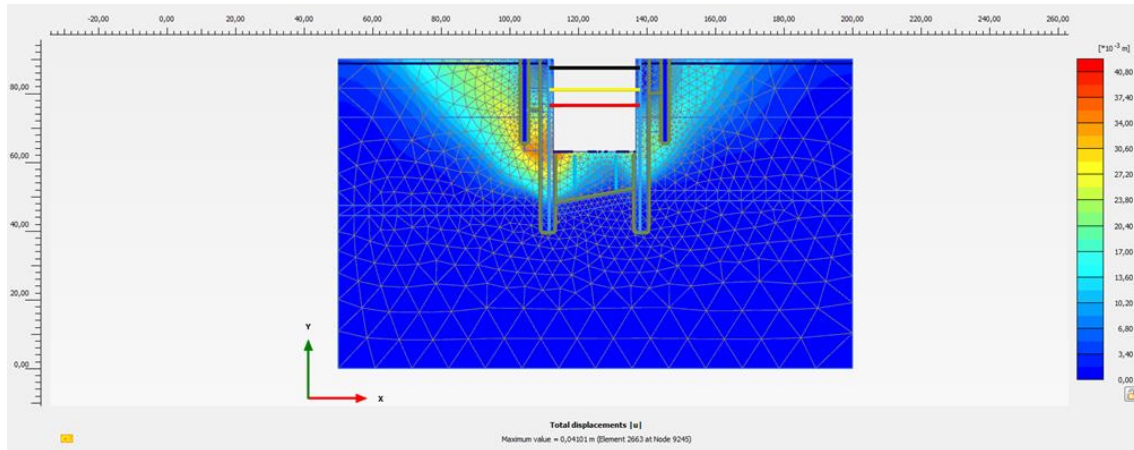


Figura III.5: Mappa di colori degli spostamenti assoluti per dominio di calcolo di dimensioni $3B \times 2H$

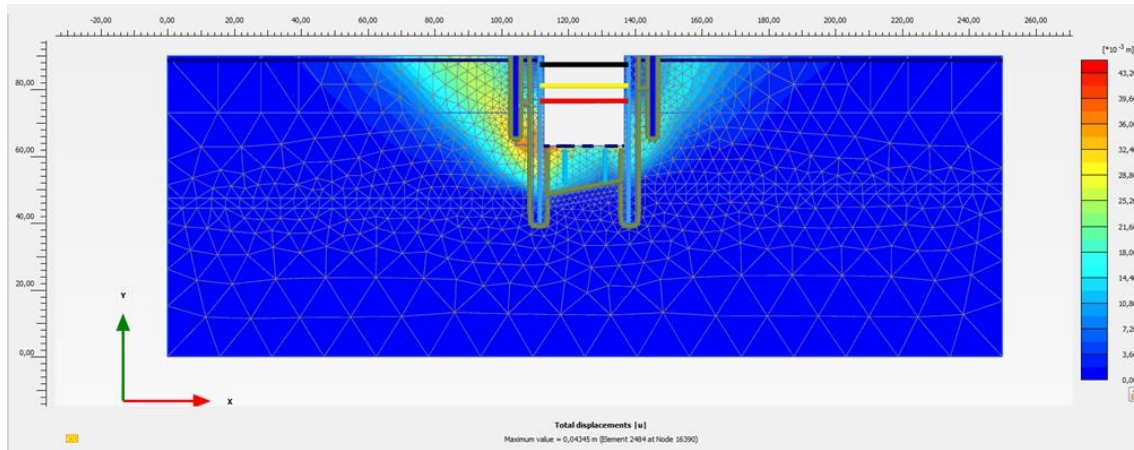


Figura III.6: Mappa di colori degli spostamenti assoluti per dominio di calcolo di dimensioni $5B \times 3H$

III.2.2 Modello geometrico

Il modello geometrico adottato per le analisi con indicazione delle dimensioni del dominio di calcolo e dello spessore degli strati di terreno è riportato in Figura IV.7. La stratigrafia di calcolo è costituita da sabbie più o meno grossolane con limo suddivise negli strati A e B che giacciono sulla formazione profonda di tufo giallo napoletano T separati da un sottile strato di tufo alterato C comunemente denominato cappellaccio. I 4 strati di terreno sono identificati come segue:

- A. alternanza di riporti e sabbie marine;
- B. alternanza di piroclastiti;

C. cappellaccio del tufo giallo napoletano;

T. tufo giallo napoletano.

Le variazioni di livello del tetto del tufo ottenute dai sondaggi eseguiti nell'area di stazione ed in particolare in prossimità della sezione di calcolo sono state approssimate con un semplice andamento lineare. Maggiori dettagli sulle quote di rinvenimento del tufo sono riportati nel capitolo III.

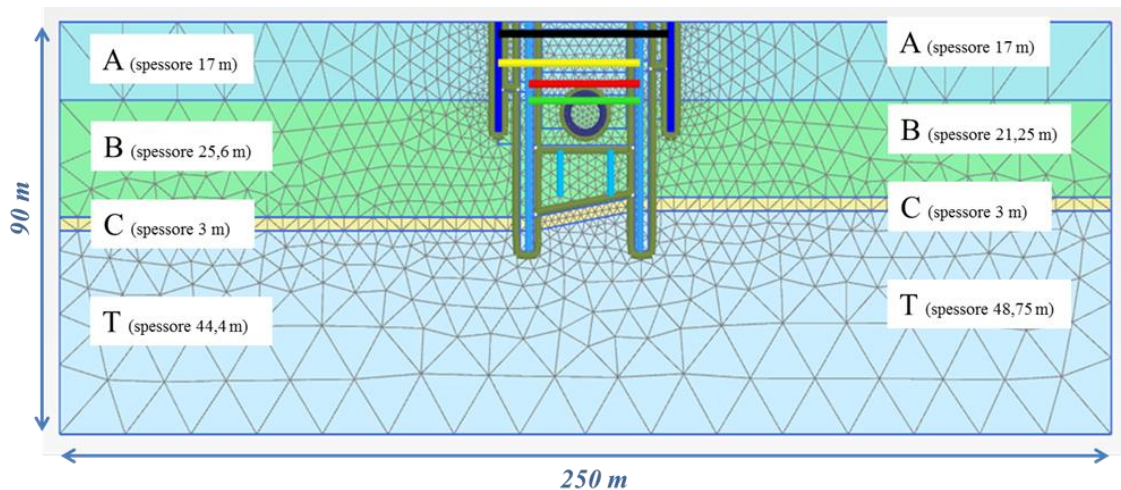


Figura III.7: Modello geometrico e mesh agli elementi finiti

III.2.3 Modelli costitutivi adottati

Il comportamento meccanico dei terreni è stato descritto utilizzando il modello costitutivo di *Mohr Coulomb* e il modello costitutivo *Hardening Soil*.

Il modello elastico perfettamente plastico di *Mohr-Coulomb*, largamente utilizzato per descrivere il comportamento dei terreni nei problemi geotecnici, è da considerarsi come un modello semplificato, poiché introduce una legge costitutiva elastica perfettamente plastica definita da 5 parametri meccanici: E , ν , φ' , c' e ψ ; dove E è il modulo di Young, ν è il coefficiente di Poisson, φ' è l'angolo di resistenza al taglio in tensioni efficaci, c' è la coesione e ψ è l'angolo di dilatanza. In figura V.8 è rappresentata schematicamente la curva tensioni deformazioni prevista dal modello di Mohr-Coulomb nel caso di una prova di compressione triassiale drenata: la pendenza del primo tratto sforzo-deformazione è pari al modulo di Young con arresto sul valore di cut-off pari al valore della tensione di rottura σ_f . Analogamente nella fase scarico – ricarico il comportamento è modellato come elastico lineare con gli stessi parametri elastici E (e ν). Sono evidenti le discordanze tra quanto simulato dal modello e quanto noto da nu-

merose evidenze sperimentali circa il comportamento meccanico dei terreni in genere. Nel modello infatti la rigidità in fase di carico primario è assunta costante mentre per un terreno essa dipende generalmente sia dal livello tensionale sia dal livello deformativo. Così come è piuttosto noto che i terreni esibiscono deformazioni irreversibili anche per percorsi di carico che sono molto lontani dalla rottura o che non la raggiungono mai (Nova, 2010).

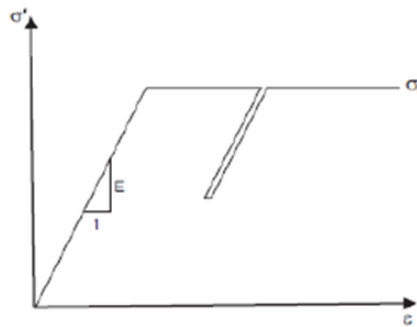


Figura III.8: Modello costitutivo Mohr Coulomb

L'*Hardening Soil* (Brinkgreve, 2002) è un modello elastoplastico incrudente con criterio di rottura di tipo *Mohr Coulomb* che, sotto vari punti di vista, risulta più sofisticato rispetto al modello di base *Mohr Coulomb*; esso permette di tenere conto dell'incrudimento sia volumetrico sia distorsionale e pertanto dà luogo a rigidità elastoplastiche di taglio e volumetriche variabili (nelle argille sovraconsolidate e nelle sabbie dense è predominante l'incrudimento distorsionale, per le argille normalconsolidate e le sabbie sciolte è predominante l'incrudimento volumetrico, (Wood, 1991)). Il modello consente di tenere conto del diverso valore della rigidità esibita dal terreno lungo i percorsi di primo carico triassiale e di scarico – ricarico e della eventuale dipendenza dei moduli di rigidità dal livello tensionale. In particolare con riferimento ad una prova di compressione triassiale drenata il modello *Hardening Soil* prevede un legame tra deviatore delle tensioni e deformazione assiale con andamento iperbolico (Figura IV.9); i parametri di rigidità utilizzati per definire il legame costitutivo sono i seguenti:

- il **modulo di rigidità secante** E_{50} corrispondente al valore della rigidità elastoplastica secante corrispondente al raggiungimento del 50% del deviatore di rottura nel corso di una prova di compressione triassiale tradizionale in condizioni di primo carico (i.e. compressione triassiale a tensione radiale efficace costante su terreno “vergine”);

- il **modulo di rigidezza** secante in primo carico in una prova di compressione **edometrica** E_{oed} ;
- il **modulo di rigidezza allo scarico e ricarico** E_{ur} , determinabile anche questo nel corso di una prova di compressione triassiale tradizionale;
- il coefficiente di Poisson ν_{ur} al carico ed allo scarico;

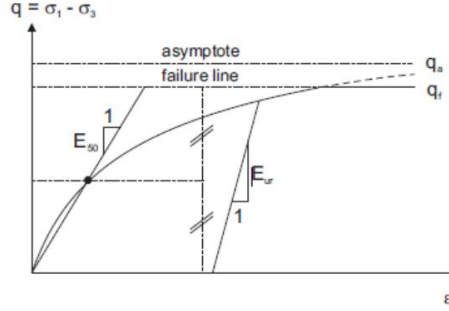


Figura III.9: Modello costitutivo Hardening Soil

L'Equazione IV.1 si riferisce alla curva tensioni-deformazioni iperbolica generata dal modello per un percorso di carico monotono di compressione triassiale in condizioni drenate; in particolare la relazione tra deformazione assiale ε_1 e tensione deviatorica q in un primo carico di compressione triassiale a tensione radiale costante, risulta essere:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \text{ per } q < q_f \quad (\text{IV.1})$$

La tensione deviatorica in condizioni finali q_f ed il valore asintotico cui tende q_a sono definiti come (Equazione IV.2 e IV.3):

$$q_f = (c' \cot \varphi' - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (\text{IV.2})$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (\text{IV.3})$$

dove φ' è l'angolo d'attrito, c' la coesione, come definite nel criterio di *Mohr-Coulomb* e R_f il rapporto di rottura, minore dell'unità.

E_i è il modulo di rigidezza iniziale ed è correlato ad E_{50} dall'Equazione IV.4:

$$E_i = \frac{2 \times E_{50}}{2 - R_f} \quad (\text{IV.4})$$

Il parametro E_{50} è il modulo di rigidezza elastoplastico secante di carico primario in corrispondenza del 50% della massima resistenza al taglio q_f ed è espresso secondo l'Equazione V.5:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{ccos\varphi - \sigma'_3 sen\varphi}{ccos\varphi + p^{ref} sen\varphi} \right)^m \quad (IV.5)$$

dove E_{50}^{ref} è un modulo di riferimento corrispondente alla pressione di riferimento p^{ref} . L'incremento di rigidezza con il livello tensionale (rappresentato dalla tensione radiale di una prova triassiale tradizionale) è regolato dal parametro m .

Percorsi di carico e scarico sono modellati come elastici attraverso un altro modulo di rigidezza elastico (Equazione V.6):

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{ccos\varphi - \sigma'_3 sen\varphi}{ccos\varphi + p^{ref} sen\varphi} \right)^m \quad (V.6)$$

dove E_{ur}^{ref} , come in precedenza, è un modulo di riferimento corrispondente alla pressione di riferimento p^{ref} mentre il parametro m tiene conto di come varia la rigidezza in funzione del livello tensionale (i.e. il valore della tensione di confinamento).

Per prove triassiali la funzione di snervamento è la seguente (Equazione IV.7 e IV.8):

$$f = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} - \gamma^p \quad (IV.7)$$

dove

$$\gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (IV.8)$$

Per un dato valore del parametro di incrudimento γ^p la condizione di snervamento $f=0$ definisce una superficie di snervamento per taglio come mostrata nel piano $p':q$ di Figura IV.10.

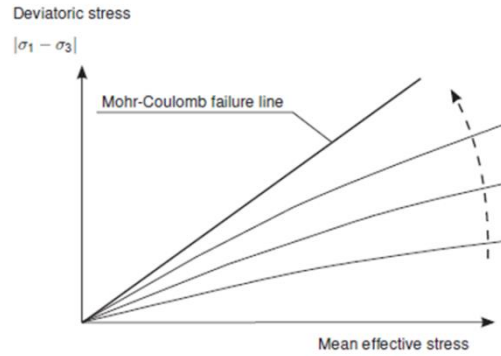


Figura III.10: Superfici di snervamento per diversi valori di incrudimento, superficie di rottura

A differenza dei modelli elastici di base, per il modello elastoplastico *Hardening Soil* la rigidezza triassiale E_{50} e la rigidezza esibita in prova edometrica E_{oed} sono indipendenti tra di loro, in particolare E_{oed} è definita come (Equazione IV.9):

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{ccos\varphi - \frac{\sigma'_3}{k_0^{NC}}}{ccos\varphi + p^{ref}sen\varphi} \right)^m \quad (IV.9)$$

Dove k_0^{NC} è il coefficiente di spinta a riposo per terreni normal consolidati.

III.3 Modellazione degli elementi strutturali

I **diaframmi** e le **strutture di rivestimento interno** che compongono la scatola di stazione, date le dimensioni, sono stati modellati come elementi di volume trascurando gli effetti di installazione (Wished In Place) e l'influenza dei giunti longitudinali. Per modellare i diaframmi si è fatto ricorso al semplice modello costitutivo elastico lineare. Le dimensioni geometriche e l'inerzia che ne consegue derivano anche della scelta del modulo elastico rappresentativo in media nella sezione piana di più materiali sovrapposti. In particolare si sono adottate due strisce rettangolari per simulare la zona occupata dall'ala e quella occupata dalle anime dei pannelli a T, ovviamente in quest'ultimo caso, intervallate da zone occupate dal terreno. In base a tale criterio si ottiene che:

- alle zone composte da calcestruzzo pieno, quali i diaframmi rettangolari a sostegno delle discenderie e le ali dei pannelli a T a sostegno dello scavo principale, sono state assegnate le seguenti caratteristiche meccaniche:
 - caratteristiche di permeabilità: materiale non poroso

- caratteristiche fisiche: $\gamma=24 \text{ kN/m}^3$
- caratteristiche elastiche : $E=30 \text{ MPa}$; $\nu=0.3$
- alle zone con alternanza calcestruzzo e terreno, quali le anime dei pannelli a T, sono state adottate le seguenti caratteristiche meccaniche ricavate sulla base di criteri di omogeneizzazione:
 - caratteristiche di permeabilità: $k=1.56\text{E-}4 \text{ m/s}$;
 - caratteristiche fisiche: $\gamma=19.6 \text{ kN/m}^3$
 - caratteristiche elastiche : $E=13.7 \text{ MPa}$; $\nu=0.3$

Al contatto tra due elementi caratterizzati da elevati gradienti di spostamento (i.e. tra il terreno e il pannello) sono state inseriti degli **elementi di interfaccia** che operano uno sdoppiamento dei nodi della *mesh* consentendo lo sviluppo di una discontinuità cinematica. All'interfaccia vengono assegnati un materiale e uno spessore virtuale. In realtà la possibilità di poter definire dei parametri meccanici e delle rigidezze per gli elementi di interfaccia consente di tener conto anche di altri fenomeni, come per esempio del disturbo prodotto dall'esecuzione dei pannelli. Infatti durante la loro realizzazione si utilizzano i fanghi bentonitici che comportano la formazione del *cake* ovvero di uno strato di terreno intorno ai pannelli che si presenta praticamente impermeabile ma anche con caratteristiche di resistenza alterate. Nel caso di materiali coesivi, quali il tufo e le zone sottoposte al trattamento di *jet grouting*, valgono considerazioni analoghe sulla cinematica e sulla resistenza al contatto, ma la presenza dell'interfaccia permette di introdurre l'assenza di resistenza a trazione. Secondo Potts e Zdravkovic (2001) possono essere ottenuti buoni risultati di analisi anche senza l'utilizzo di interfacce, a patto che la *mesh* venga opportunamente infittita in corrispondenza degli elementi di contatto. Se il motivo del loro utilizzo è puramente di carattere cinematico i suddetti Autori, considerando le difficoltà di calibrazione dei parametri meccanici e delle rigidezze, ne sconsigliano addirittura l'utilizzo.

Nel caso in esame sono state modellate interfacce a contatto con gli elementi strutturali. Per terreno adiacente privo di coesione, le proprietà dell'interfaccia sono connesse alle proprietà del terreno in funzione di un fattore di riduzione della resistenza (R_{inter}) che riduce l'angolo di attrito e l'eventuale coesione del materiale a cui è associato ($\tan \varphi_{interf} = R_{interf} \tan \varphi$ e $c_{interf} = R_{interf} c$); in particolare R_{inter} è stato scelto pari a 0,5 sulla base di indicazioni di letteratura (Evangelista, 1994). Per i materiali cementati (rocce tenere) dotati di coesione e resistenza a trazione, quali il tufo e il terreno trattato

con *jet grouting*, sono stati creati materiali specifici per le interfacce aventi le stesse caratteristiche (angolo di resistenza al taglio) del materiale adiacente a meno della resistenza a trazione, posta cautelativamente pari a zero. Quest'ultimo accorgimento consente di simulare correttamente l'eventuale distacco tra la parete ed il terreno circostante senza sviluppo di tensioni normali di interazione di trazione.

I **solai** di interpiano in cemento armato sono stati modellati come ancoraggi nodo-nodo (*node-to-node anchors*), dotati di una rigidezza assiale EA per unità di lunghezza, dove E è il modulo elastico del cemento armato omogeneizzato, A è l'area della sezione trasversale nella direzione ortogonale alla sezione di calcolo (Figura IV.3). Le caratteristiche degli ancoraggi nodo-nodo sono riportate nella Tabella IV.1 di seguito:

Tabella III.1: Caratteristiche dei solai di puntonamento

<i>Profondità estradosso solaio (m)</i>	<i>EA (kN)</i>
0	35,6E6
6.4	13,8E6
10.8	3,5E6
14.45	16,6E6

Come si evince dai dati del monitoraggio, presentati e discussi nel capitolo III, il solaio di copertura svolge un ruolo importante ed inibisce in maniera significativa gli spostamenti relativi delle sommità dei diaframmi. Data la complessità geometrica del solaio con asole diffuse in modo irregolare lungo la direzione ortogonale al problema piano analizzato si è ritenuto opportuno determinarne la rigidezza assiale lungo la direzione contenuta nella sezione di calcolo ricorrendo all'utilizzo del programma SAP2000, software agli elementi finiti utilizzato per la progettazione di strutture. Il solaio è stato modellato in 3D come una piastra rettangolare con asole. Sono stati impediti gli spostamenti verticali ed in corrispondenza di un solo lato lungo è stato applicato un carico orizzontale uniformemente distribuito N mentre dal lato opposto sono stati impediti gli spostamenti orizzontali. In Figura IV.11 è riportato lo schema di calcolo. La rigidezza assiale EA è stata ottenuta dal rapporto tra il carico N e la deformazione assiale esibita dalla piastra lungo la traccia della sezione di calcolo nel piano del solaio.

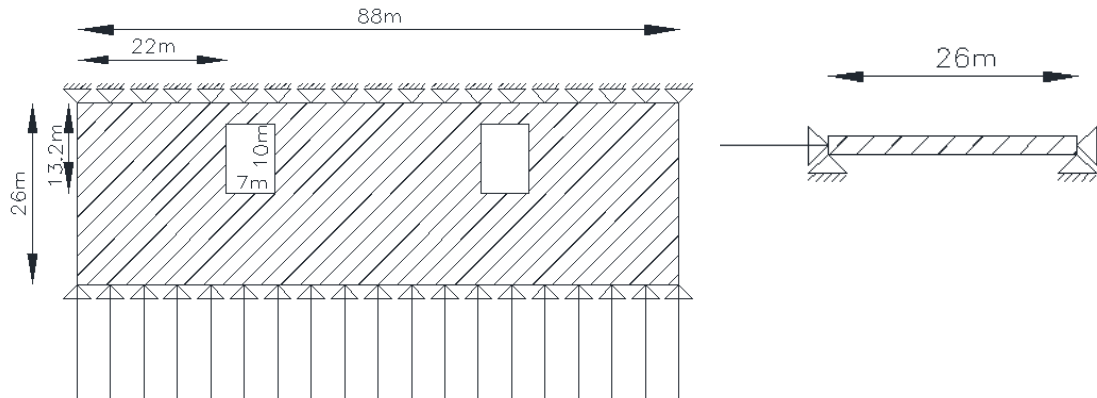


Figura III.11: Schema di calcolo in SAP2000 per determinare la rigidezza assiale EA del solaio di copertura con asole

La geometria della **galleria** di linea che intercetta la sezione di calcolo e che è stata costruita prima della esecuzione dello scavo è stata creata attraverso l'apposita procedura *tunnel designer* disponibile nel software di calcolo utilizzato. In questo caso si tratta di una semplice sezione circolare. Il rivestimento è stato modellato attraverso elementi *plate* con rigidezze assiali e flessionali equivalenti a quelle del rivestimento considerato come blocco monolitico; è stata trascurata dunque l'influenza dei giunti longitudinali tra conci contigui di uno stesso anello anche in ragione della scarsa influenza del dettaglio sul comportamento dello scavo in esame. I valori adottati per tali rigidezze ed il peso w del materiale sono riportati di seguito:

- $EA=1.79 \cdot 10^7 \text{ kN/m}$
- $EI=7.89 \cdot 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m}$
- $\nu = 0.2$
- $w=7.5 \text{ kN/m/m}$

Al contatto rivestimento-terreno sono stati inseriti elementi di interfaccia le cui caratteristiche di resistenza sono la metà di quelle dello strato di terreno circostante (De Vivo, 2013).

III.4 Modellazione dei volume di terreno consolidati

Per le porzioni di terreno trattate con il *jet-grouting* è stato ritenuto accettabile il semplice modello costitutivo *Mohr Coulomb* calibrato sulla base di dati di letteratura con riferimento a trattamenti eseguiti in terreni piroclastici e nel territorio napoletano. Le proprietà di interesse del materiale consolidato sono essenzialmente il peso dell'unità di volume, la permeabilità, la rigidezza e la resistenza a taglio. Da quanto verificato in campi sperimentali, nella maggior parte dei casi, il peso dell'unità di volume del materiale trattato è simile a quello del terreno originario, in quanto la tecnologia *jet grouting* opera una parziale sostituzione del materiale con un effetto complessivo di modesta entità, ad eccezione delle ghiaie addensate in cui si ha certamente un aumento del peso dell'unità di volume che in genere non supera il 10%-15% del valore originario del terreno (Croce et al., 2014). Per quanto riguarda il coefficiente di permeabilità k , si segnala che il trattamento conduce a valori sempre piuttosto bassi indipendentemente dalla granulometria del materiale trattato, compreso tra 10^{-8} m/s (Kutzner, 1996) e 10^{-10} m/s (Bell 1993). Si sottolinea che tali valori si riferiscono a misure di laboratorio su provini integri, fornendo quindi dei valori che si possono intendere come limite inferiore della reale permeabilità del terreno trattato alla scala del deposito naturale, a causa di imperfezioni del trattamento, lesioni, discontinuità e mancata compenetrazione delle colonne di *jet grouting*. Per quanto detto finora, il reale valore della permeabilità per effetto del trattamento di *jet grouting* può essere valutato solo mediante prove in vera grandezza. Le proprietà meccaniche dopo il trattamento sono in genere valutate a mezzo di semplici prove di compressione monoassiale. Prove effettuate su materiali diversi hanno mostrato che il valore massimo della resistenza a compressione semplice σ_c dipende dal tipo di terreno trattato. I valori di resistenza a compressione semplice sono stati ottenuti da prove di laboratorio su campioni scelti ed integri e quindi sono senz'altro indicativi di un limite superiore delle caratteristiche di resistenza alla scala del deposito, dove il trattamento *jet grouting* può essere caratterizzato da tratti con diversa efficacia sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale. Kaushinger et al. (1992) segnalano che questa variazione può condurre ad una riduzione di σ_c del 30%, con i valori massimi in asse alla colonna.

Sono meno utilizzate e meno frequenti le semplici prove triassiali su materiali trattati che possono essere ovviamente interpretate più correttamente secondo il criterio di resistenza di *Mohr Coulomb*, e quindi derivandone una stima della coesione c' , intesa

come intercetta dell'involuppo di rottura, e dell'angolo d'attrito φ' . Ad ogni modo in letteratura non è infrequente la considerazione che nel caso di trattamenti che interessano terreni sabbiosi granulari, l'angolo di resistenza al taglio può essere considerato pari a quello dei terreni non trattati (Maccarini, 1987), anche se a rigore il trattamento modifica la struttura del terreno e quindi altera sia φ' che c' (Lade e Overton, 1989). In tale ipotesi semplificativa la semplice prova di compressione monoassiale può essere utilizzata per stimare l'intercetta coesiva dell'involuppo di resistenza lineare alla Mohr-Coulomb, ovviamente, come già detto, considerando l'angolo ϕ' del materiale trattato noto ed uguale a quello del terreno indisturbato.

Per quanto riguarda la rigidità, Croce et al. (2014) ipotizzano una correlazione tra il valore del modulo di Young E e il valore di σ_c . Questa correlazione è supportata dai dati di letteratura, per cui si può assumere che il rapporto E/σ_c varia, in terreni granulari, da un minimo di 300, per bassi valori di σ_c ad un massimo di 1000 per i materiali dotati di valori maggiori di σ_c .

Nel caso in esame il trattamento di *jet grouting* è stato eseguito allo scopo di impedire l'ingresso di acqua all'interno dei 2 pozzi di discenderia e interessa sia lo strato A di alternanze e riporti marini che, sia pure marginalmente, lo strato B di piroclastiti. Dunque lo scopo principale nella decisione di utilizzare il trattamento in fase di progetto è stato quello di conferire ai materiali una permeabilità molto bassa per ridurre le venute d'acqua dal fondo scavo. Per i materiali soggetti al trattamento sono state assunte le caratteristiche riportate nella Tabella IV.2 di seguito:

Tabella III.2: Caratteristiche dei terreni sottoposti a trattamento *jet grouting*

Nome	γ	k	φ	σ_c	σ_t	c'	$E_{ref}=300\sigma_c$
Jet-grouting	16 kN/m ³	1E-8 m/s	36°	5 MPa	0 MPa	1.2 MPa	1.5 GPa

III.5 Programmazione e strategia delle simulazioni numeriche

I progressi compiuti negli ultimi decenni nel campo dell'analisi numerica e dei metodi agli elementi finiti sono stati resi possibili grazie allo sviluppo di nuovi modelli costitutivi e alla contemporanea evoluzione tecnologica dei calcolatori. Attualmente la

risoluzione di problemi di carattere geotecnico mediante analisi numeriche agli elementi finiti, anche molto complesse, è ampiamente diffusa nella pratica professionale grazie all'utilizzo di codici commerciali che offrono la possibilità di eseguire analisi sofisticate a basso costo e ridotto onere computazionale. Tuttavia per eseguire suddetti calcoli e ottenere risultati ragionevoli è indispensabile una solida conoscenza di base sia dal punto di vista geotecnico sia dei modelli costitutivi del terreno. Il rischio potenziale connesso alla diffusione commerciale dei software menzionati è che tecnici non opportunamente formati possano produrre analisi numeriche complesse con risultati inaffidabili (Schweiger, 2002). Infatti è compito non semplice del progettista calibrare i parametri dei modelli adottati per simulare il comportamento dei terreni (come parametri di resistenza e di rigidità). Nel caso di terreni granulari sotto falda questi parametri sono di più difficile e dubbia determinazione a causa della difficoltà di prelevare campioni indisturbati da sottoporre a prove di laboratorio. Si può ritenere di conoscere in maniera accurata le proprietà di resistenza dei terreni granulari in quanto molti Autori hanno contribuito ad arricchire la letteratura scientifica di un vasto database di prove di laboratorio e proposto correlazioni empiriche tra i parametri di resistenza del terreno e i risultati di prove in sito. La determinazione dei moduli di rigidità presenta invece delle incertezze.

Il presente studio è finalizzato a riprodurre attraverso analisi numeriche il comportamento deformativo osservato per la sezione scelta, individuando una procedura semplice ma accurata e ripetibile per la calibrazione dei parametri di rigidità dei modelli costitutivi adottati. Un sottoprodotto delle analisi riportate nel capitolo è anche quello di valutare attraverso piccoli studi parametrici gli effetti prodotti da diverse ipotesi di modellazione e/o di calibrazione dei parametri sui risultati del calcolo.

Sono stati eseguiti diversi tentativi e diverse analisi di sensibilità che non sono, per motivi di spazio, documentati in tesi. Tali tentativi preliminari hanno, se non altro, contribuito, alla definizione di una strategia di analisi attraverso cui descrivere alcune delle simulazioni numeriche svolte a servizio della interpretazione della *case history*. Tale schema o percorso è riportato in Figura IV.12, mentre in Tabella IV.3 sono elencate in forma schematica le analisi eseguite con indicazione dei parametri e/o delle procedure di calcolo esplorate e i valori dei principali parametri di ingresso per le analisi.

La prima analisi eseguita, identificata con la lettera minuscola “*a*”, è stata denominata “analisi di base” in quanto, oltre ad essere la più semplice, da essa sono scaturite le successive e più complesse analisi. Nell’idea della scrivente tale analisi rappre-

senta un possibile caso di scelta iniziale che considera gli aspetti principali del problema e che per primi si impongono all'attenzione di un professionista avveduto ma trascura alcuni dettagli non necessariamente insignificanti. In qualche modo si potrebbe definire come una sorta di esempio rappresentativo di una prassi professionale di buon livello. Per i terreni sciolti superiori è stato scelto il modello costitutivo *Hardening Soil* calibrato utilizzando i risultati di prove penetrometriche tipo CPT, generalmente disponibili con facilità in questo tipo di materiali e tenendo conto di suggerimenti e vincoli imposti convenzionalmente dalla casa produttrice del software e del modello nei manuali di corredo. Per gli strati più profondi di tufo e tufo alterato si è ritenuto adeguato il semplice modello costitutivo di *Mohr-Coulomb* anche se la parte elastica dello stesso è stata calibrata utilizzando come costanti elastiche i valori deducibili a bassi livelli di deformazione dalle prove geofisiche disponibili in sito di tipo *Cross-Hole*. Le misure in sito ottenute dal dilatometro statico hanno consentito di valutare il profilo del coefficiente di spinta a riposo del terreno k_0 che, come già esposto nel capitolo III, differisce significativamente dal coefficiente di spinta a riposo valutato con la formula empirica di Jaky per terreni normalmente consolidati, soprattutto negli strati più superficiali. La disponibilità di questo elemento, non usuale ma prezioso, unitamente alla difficoltà di valutazione di un vero e proprio stato di sovraconsolidazione del materiale, ha spinto ad esplorare l'influenza di diverse ipotesi sullo stato tensionale orizzontale iniziale nell'ambito del modello costitutivo adottato (*Hardening Soil*); pertanto sono state eseguite prima le analisi parametriche “b1” e “b2” per valutare se lo stato tensionale iniziale influenzi in maniera significativa i risultati del calcolo e successivamente l'analisi “c” che ha tenuto conto del profilo di k_0 ottenuto dalle misure in sito.

A questo punto è stato ritenuto opportuno valutare anche l'incidenza della presenza degli edifici sulla previsione dei cedimenti. La presenza di edifici generalmente implica almeno due questioni piuttosto importanti. Da un lato la rigidità dell'edificio prevalentemente dettata dal suo scheletro strutturale comporta una modifica del campo di deformazioni indotto a piano campagna dallo scavo. Si parla di deformata *greenfield* nel caso di assenza di edificio e le analisi precedenti sono tutte state condotte come analisi *greenfield*. L'altra questione importante riguarda la storia tensionale nel sottosuolo indotta dalla costruzione dell'edificio attraverso le sue fondazioni. In un modello non lineare elasto-plastico inelastico tale storia può avere una significativa influenza sulle rigidità operative dei terreni circostanti lo scavo. Il primo dei due

aspetti di fatto influenza prevalentemente il profilo di spostamenti sotto l'area di impronta degli edifici senza modificare i valori medi degli stessi, mentre il secondo aspetto produce maggiori effetti sia sul profilo sia sui valori medi degli stessi. Se si tiene presente anche che non si dispone di misure degli spostamenti all'interno dell'area di impronta degli edifici si comprende perché si è deciso di dare priorità al secondo aspetto. Al modello dell'analisi di base “a” è stato aggiunto così il peso degli edifici. Sono state condotte n.3 analisi (“d1”, “d2” e “d3”) variando il carico dell'analisi “d2” del $\pm 30\%$ al fine di valutarne l'influenza sui risultati.

Infine, l'ultima e più complessa analisi “e”, ha contemporaneamente tenuto conto dell'effetto dello stato tensionale iniziale misurato in situ e della presenza degli edifici.

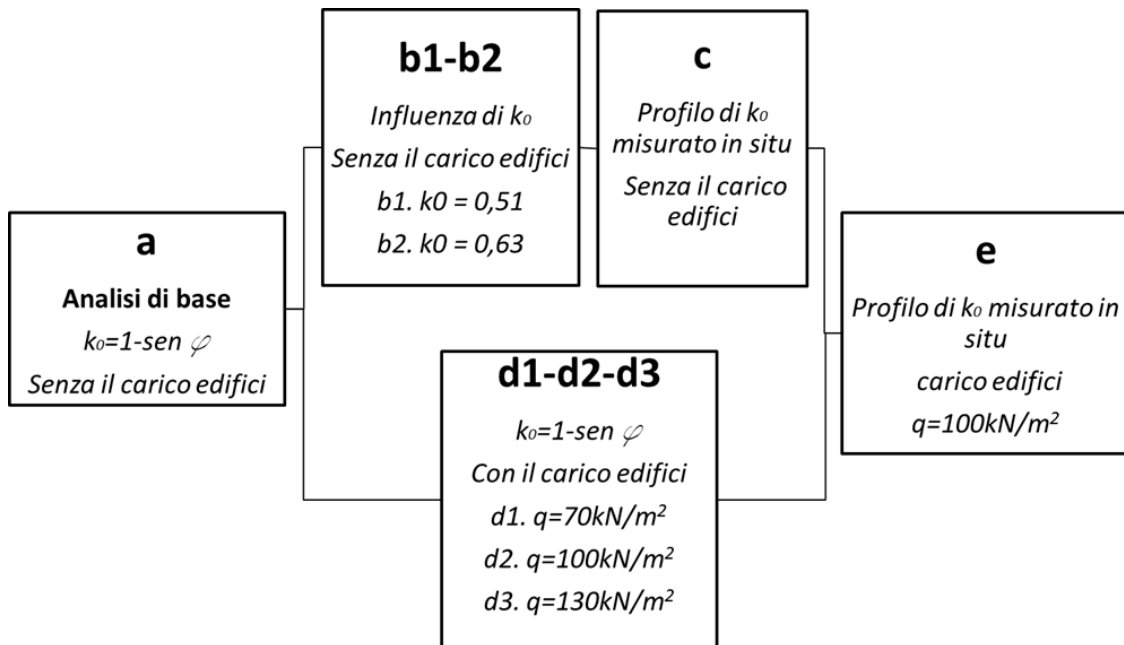


Figura III.12: Strategia seguita per le analisi numeriche

Tabella III.3: Analisi eseguite

Parametro o procedura esplorata	Identificativo	Descrizione
Analisi di base	a	$E_{50}=3*q_c$; $E_{oed}=E_{50}$; $E_{ur}=2*E_{50}$; $v_{ur}=0.3$; $k_0=1-sen\varphi=0.412$
Influenza dello stato tensionale iniziale attraverso il parametro k_0	b1	$E_{50}=3*q_c$; $E_{oed}=E_{50}$; $E_{ur}=2*E_{50}$; $v_{ur}=0.3$; $k_0=0.52$
	b2	$E_{50}=3*q_c$; $E_{oed}=E_{50}$; $E_{ur}=2*E_{50}$; $v_{ur}=0.3$; $k_0=0.63$
Influenza dello stato tensionale iniziale di sito attraverso il parametro k_0	c	$E_{50}=3*q_c$; $E_{oed}=E_{50}$; $E_{ur}=2*E_{50}$; $v_{ur}=0.3$; $k_0A1=2$; $k_0A2=0,9$; $k_0B1=0,7$; $k_0B2=0,6$
Influenza edifici modellati come un carico uniformemente distribuito	d1	$E_{50}=3*q_c$; $E_{oed}=E_{50}$; $E_{ur}=2*E_{50}$; $v_{ur}=0.3$; $k_0=0.412+carico\ edifici=70kPa$
	d2	$E_{50}=3*q_c$; $E_{oed}=E_{50}$; $E_{ur}=2*E_{50}$; $v_{ur}=0.3$; $k_0=0.412+carico\ edifici=100kPa$
	d3	$E_{50}=3*q_c$; $E_{oed}=E_{50}$; $E_{ur}=2*E_{50}$; $v_{ur}=0.3$; $k_0=0.412+carico\ edifici=130kPa$
Analisi finale (k_0 misurato in situ +edifici)	e	$E_{50}=3*q_c$; $E_{oed}=E_{50}$; $E_{ur}=2*E_{50}$; $v_{ur}=0.3$; $k_0A1=2$; $k_0A2=0,9$; $k_0B1=0,7$; $k_0B2=0,6$; $carico\ edifici=100kPa$

Il modello geometrico piano utilizzato nelle analisi è stato descritto in precedenza e riportato in Figura IV.5. Per le analisi numeriche presentate sono state assunte condizioni di deformazione piana (*plain strain*). Le caratteristiche base dei terreni quali il peso dell'unità di volume, l'angolo di attrito, la coesione e la permeabilità sono state determinate secondo quanto descritto nei precedenti paragrafi sulla base delle prove di laboratorio e prove in situ. Per i terreni è stato ipotizzato un comportamento di tipo drenato senza tener conto della dipendenza dal tempo dello sviluppo delle sovrappressioni neutre dovuto alla costruzione dell'opera. Lo stato tensionale iniziale è stato calcolato attraverso la generazione delle pressioni neutre corrispondenti al livello di falda iniziale desunto dalle indagini in situ (*general phreatic level*) e delle tensioni efficaci verticali ($\sigma_v'=\gamma' z$) e orizzontali ($\sigma_h'=k_0 \sigma_v'$), valutate mediante il coefficiente di spinta a riposo k_0 (*k₀ procedure*). Le fasi del calcolo sono state definite per riprodurre in maniera meticolosa le sequenza costruttiva dell'opera desunta dalle relazioni mensili di cantiere sull'avanzamento dei lavori (realizzazione dei pannelli, prova di *dewatering*, scavo, costruzione del solaio di copertura, scavo della galleria, costruzione dei solai intermedi, ecc. ecc.). Ad eccezione della fase di calcolo iniziale eseguita secondo la *k₀ procedure*, per le fasi successive è stato eseguito un calcolo di tipo plastico (*plastic calculation*) in cui, come già detto, si è assunto comportamento perfettamente drenato in ragione della

natura e della permeabilità dei terreni presenti nel sottosuolo. Durante le fasi in cui è stato simulato l'aggettamento dell'acqua all'interno del pozzo principale di stazione, sono stati attivati dreni verticali e il calcolo delle pressioni interstiziali è stato ottenuto considerando il regime stazionario (*steady state groundwater flow*). Inoltre, non avendo a disposizione misure inclinometriche relative alla fase di realizzazione dei diaframmi, per tutte le analisi sono stati azzerati gli spostamenti (*reset displacement to zero*) a partire dal termine della fase di calcolo in cui si è simulata la costruzione dei pannelli.

Data la mole di risultati prodotti da ciascuna simulazione si è dovuto necessariamente far riferimento solo ad alcuni di essi per poter analizzare efficacemente la qualità delle diverse analisi; pertanto nel seguito sono riportati i risultati in termini di spostamenti e momenti flettenti delle paratie e dei cedimenti a piano campagna in riferimento a 3 fasi principali di costruzione dell'opera definite nel § 3.2 del Capitolo III.

III.5.1 Analisi di base “a”

L'analisi “a” è stata denominata "analisi di base" in quanto, oltre ad essere la più semplice, da essa sono scaturite le successive e più complesse analisi. La *mesh* adottata è costituita da 3277 elementi, 27607 nodi e la dimensione media degli elementi è di 2,62 m.

Nel caso in esame, la calibrazione del modello costitutivo *Hardening Soil* è stata ottenuta dai risultati delle prove CPT che, oltre ad essere una tipologia di indagine molto diffusa e di costo contenuto, sono state tra le prime prove ad essere eseguite per il sito di San Pasquale già nel corso delle campagne di indagini risalenti agli anni 1998-2000. La scelta del tipo di prova in situ disponibile da utilizzare per la calibrazione dei parametri di rigidezza è dovuta ai livelli deformativi che le differenti prove indagano. La Figura IV.13 proposta Atkinson & Sallfors (1991) e successivamente ripresa da Mair (1993) mostra che la deformazione di taglio che si genera nell'intorno di strutture geotecniche rientra nel campo delle medie deformazioni ($\gamma_s > 10^{-4}$), con una larga sovrapposizione tra le deformazioni previste intorno a strutture di sostegno e sotto le fondazioni. Un modo tipico di stimare i moduli secanti in corrispondenza di livelli tensionali pari a 1/3-1/2 del deviatore a rottura per il calcolo dei cedimenti attesi per fondazioni dirette su terreni granulari è fondato sui risultati della resistenza alla punta q_c ottenuta con prove

penetrometriche statiche tipo CPT. Nell'ambito del modello *Hardening Soil* utilizzato per modellare i terreni sabbiosi presenti nel sottosuolo della stazione esistono vari parametri da calibrare tra cui il modulo secante E_{50} che appunto si riferisce ad un livello tensionale pari al 50% del deviatore di rottura (in un percorso tensionale di tipo triassiale). Sulla base di quanto detto e considerando l'assenza di prassi ben consolidate si è ritenuto poter assumere tale modulo paria 3 volte il valore medio per strati della resistenza penetrometrica alla punta q_c (vedi §. del capitolo II). Come suggerito da Schanz, T. e Vermeer, P.A. (1998) il modulo edometrico E_{oed} è stato assunto uguale a E_{50} e il modulo allo scarico E_{ur} pari a 2 volte E_{50} che rappresenta anche sostanzialmente il valore del modulo tangente iniziale E_0 implicitamente adottato dal modello implementato nel Plaxis.

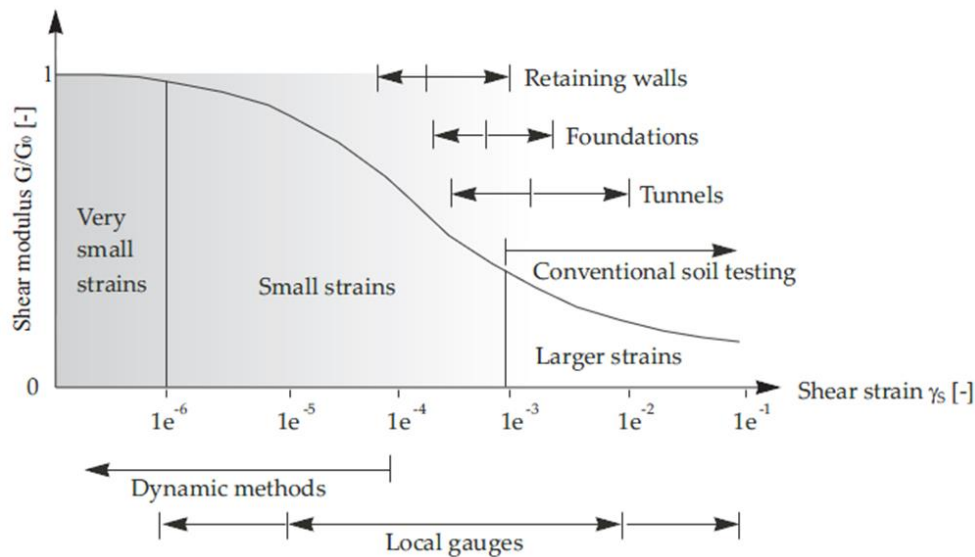


Figura III.13: Comportamento caratteristico rigidezza-deformazione del terreno con intervalli tipico di deformazione per prove di laboratorio e strutture

Si ricorda che il modello *Hardening Soil* tiene conto anche della dipendenza della rigidezza dallo stato tensionale. Nel caso in esame sia le prove penetrometriche che la prova *cross hole* evidenziano un profilo di rigidezza costante con la profondità sia per gli strati di terreni sciolti superiori sia per il tufo ($m=0$).

Gli strati più profondi di tufo litoide e di tufo alterato sono ampiamente caratterizzati da vari Autori in letteratura e il più semplice modello costitutivo di *Mohr Coulomb* ben riproduce il comportamento di questa roccia tenera nel campo di tensioni d'interesse per il problema in esame. I parametri di rigidezza assegnati sono costanti con

la profondità, attribuiti sulla base dei risultati della prova *cross hole*, sia perché la profondità e la distanza dallo scavo di questi terreni presuppone bassi livelli di deformazione e sia perché la *cross hole* è l'unica prova in situ che ha indagato gli anzidetti terreni.

I valori dei principali parametri adottati nell'analisi sono sintetizzati in Tabella IV.4, mentre in Tabella IV.5 sono riportate le fasi del calcolo.

Tabella III.4: Principali parametri di calcolo dell'analisi "a"

Analisi "a"	Numero elementi mesh: 3277 Numero nodi: 27607 Dimensione media degli elementi: 2,620 m				
Strato	A		B		T
Terreno	Alternanze di riporti e sabbie marine		Piroclastiti in sede e rimaneggiate		Tufo
Modello costitutivo	Hardening Soil		Hardening Soil		Mohr Coulomb
Profondità (m)	0-7,8	7,8-17	17-24,2	24,2-41	41-44
Peso dell'unità di volume non saturo γ_{unsat} (kN/m³)	8		6		6
Peso dell'unità di volume saturo γ_{saturo} (kN/m³)	18		16		17
Modulo di Young E' (MPa)	-		-		2,40E+03
Rigidezza corrispondente al 50% del carico di rottura E50 (MPa)	40,3		40,4		-
Modulo di rigidezza edometrico Eoed (MPa)	40,3		40,4		-
Modulo allo scarico Eur (MPa)	80,6		80,8		-
Parametro di dipendenza dal livello tensionale m	0		0		-
Coesione c (kN/m²)	-		-		200
Angolo di attrito φ (°)	36		36		27
Coefficiente di Poisson allo scarico ν_{ur}	0,3		0,3		-
Coefficiente di Poisson ν	-		-		0,3
Resistenza a trazione σ_t (kN/m²)	-		-		150
Permeabilità k (m/s)	6,90E-07		1,46E-07		4,15E-05
Parametro di riduzione delle caratteristiche di resistenza R_{interface}	0,5		0,5		0,6
Coefficiente di spinta a riposo k₀	0,412		0,412		0,546

Tabella III.5: Fasi di calcolo

STEP	DESCRIZIONE
0	Definizione dello stato tensionale iniziale mediante la procedura " <i>k₀ procedure</i> ", ($k_0=k_{0nc}=0.412$ e OCR=1)
1	Nhil step
2	Attivazione dei diaframmi a modellati come “wished in place” e delle zone di jet grouting;
3	Scavo (archeologico) fino alla profondità di 3 m da p.c., attivazione dei dreni e depressione della falda all'interno dello scavo al di sotto del livello di scavo. Dalla fase corrente il calcolo avviene in condizioni di <i>steady state groundwater flow</i>
4	Prova prova di aggotamento
5	Ripristino della quota di falda
6	Attivazione del solaio di copertura in corrispondenza del pozzo principale
7	Scavo fino alla profondità di 8 m da p.c. e depressione della falda all'interno dello scavo
8	Scavo della galleria con attivazione del rivestimento
9	Scavo fino alla profondità di 10 m da p.c. e depressione della falda
10	Attivazione del 1° solaio (profondità estradosso 6.4m)
11	Scavo profondità di 11 m, riempimento della galleria, depressione della falda
12	Scavo profondità di 14 m e depressione della falda
11	Attivazione del 2° solaio (profondità estradosso 10.8m)
12	Scavo profondità di 17 m e depressione della falda
13	Scavo profondità di 27 m e depressione della falda
14	Scavo discenderia lato mare profondità 10 m
15	Attivazione solettone di fondo e solaio di copertura della discenderia lato mare;
16	Attivazione solettone di fondo scavo principale
17	Fine dell'aggottamento con rilascio della falda. Dalla corrente fase il calcolo in condizioni idrostatiche (<i>phreatic level</i>)
18	Scavo discenderia lato edifici profondità 10 m
19	Attivazione solaio di copertura e solaio intermedio della discenderia lato edifici;
20	Scavo discenderia lato edifici profondità 15 m
21	Attivazione solettone di fondo discenderia lato edifici

III.5.1.1 Risultati

I risultati delle analisi sono stati rappresentati in forma grafica in riferimento alle fasi I, II, III definite precedentemente nel presente paragrafo. In Tabella IV.6 sono riportati i risultati delle analisi in termini di deformate delle paratie a sostegno dello scavo principale e di cedimenti del piano campagna confrontati con i dati di monitoraggio.

In riferimento agli spostamenti orizzontali delle paratie, l'output di calcolo riproduce quanto misurato: al termine della fase I, e quindi prima della realizzazione del solaio di copertura, le paratie esibiscono un comportamento a mensola, la successiva costruzione del solaio in testa ai diaframmi comporta una restituzione dei cedimenti e uno spanciamiento delle deformate che rispecchia la presenza di un vincolo agli spostamenti orizzontali sia in testa (solettone di copertura) sia alla base (tufo litoide). Il valore più alto si registra in prossimità del fondo scavo e differisce al massimo del 30% dalle misure. Il confronto con i dati di monitoraggio conferma la notevole influenza della profondità del tetto del tufo che funge da incastro alla base e del quale, si ricorda, è stato modellato il dislivello nella sezione di calcolo.

Per quanto riguarda il profilo di subsidenza a piano campagna, purtroppo le misure a disposizione non consentono osservazioni sulla forma, ma dal calcolo emerge che la zona di estensione dei cedimenti è pari a circa 3 volte la profondità di scavo; ciò conferma quanto noto dalla letteratura (e.i. Peck, 1969). Come per gli spostamenti dei diaframmi, anche il cedimento massimo del piano campagna si attinge al termine dello scavo del pozzo principale della stazione e, con il successivo ripristino delle condizioni idrostatiche della falda, anche l'analisi riproduce una piccola restituzione dei cedimenti. L'accordo con le misure è molto soddisfacente, i calcoli forniscono dei risultati con un margine di errore massimo del 15%.

In Tabella IV.7 sono riportate le deformate calcolate delle paratie a sostegno dello scavo delle discenderie confrontate con le deformate calcolate delle paratie contrapposte a sostegno dello scavo principale. In Tabella IV.8 le deformate calcolate delle paratie a sostegno delle discenderie sono messe a confronto e con i dati di monitoraggio. I grafici mettono in luce che l'ipotesi adottata per l'elaborazione delle misure inclinometriche per la quale si assume che estremità inferiore della paratia è bloccata non è confermata dai risultati dell'analisi. Dalla Tabella IV.7 si può notare che prima dello scavo della discenderia (fase I per il pannello lato mare P6 e fase I, II e III per il pannello lato edifici P41), l'analisi numerica riproduce una traslazione del pannello rettangolare verso

lo scavo che segue la deformata del pannello contrapposto a T a sostegno del pozzo principale. Il successivo scavo della discenderia lato mare genera il classico comportamento a mensola del diaframma. La forma della conca di subsidenza, che si approfondisce in corrispondenza del pannello stesso (diagrammi dei cedimenti a piano campagna di Tabella IV.6), è influenzata da questi meccanismi deformativi. Per poter confrontare gli spostamenti calcolati con quelli misurati (Tabella IV.8) è stato necessario ricondurre all'ipotesi di spostamenti nulli alla base dei pannelli e azzerare gli spostamenti calcolati fino alla lettura di zero degli inclinometri, avvenuta quando le operazioni di scavo e aggettamento erano già state avviate.

In Tabella IV.9 sono riportati i risultati delle analisi in termini di momenti flettenti delle paratie a sostegno dello scavo principale rispettivamente per le fasi I, II e III.

Dai grafici di Tabella IV.6 e IV.9 è possibile notare che l'andamento dei momenti risente della presenza dei solai intermedi che invece non si manifesta nelle deformate per effetto dell'elevata rigidità dei diaframmi. Lo schema iperstatico di riferimento corrisponde a quello di trave continua incastrata alla base con momento applicato (l'incastro si materializza grazie alla presenza del tufo), e appoggiata in corrispondenza dei solai. Le fibre tese sono rivolte verso l'interno dello scavo e il massimo in valore assoluto dei momenti si ha al termine delle fasi finali in prossimità del fondo scavo dove lo spancamento dei diaframmi è massimo e la deformata angolare valore nullo. In valore assoluto il massimo momento calcolato è pari a circa 10 MNm per la paratia lato edifici, e circa 8,2 MNm per la paratia lato mare.

Tabella III.6: Confronto tra spostamenti misurati e calcolati dall'analisi di base "a"

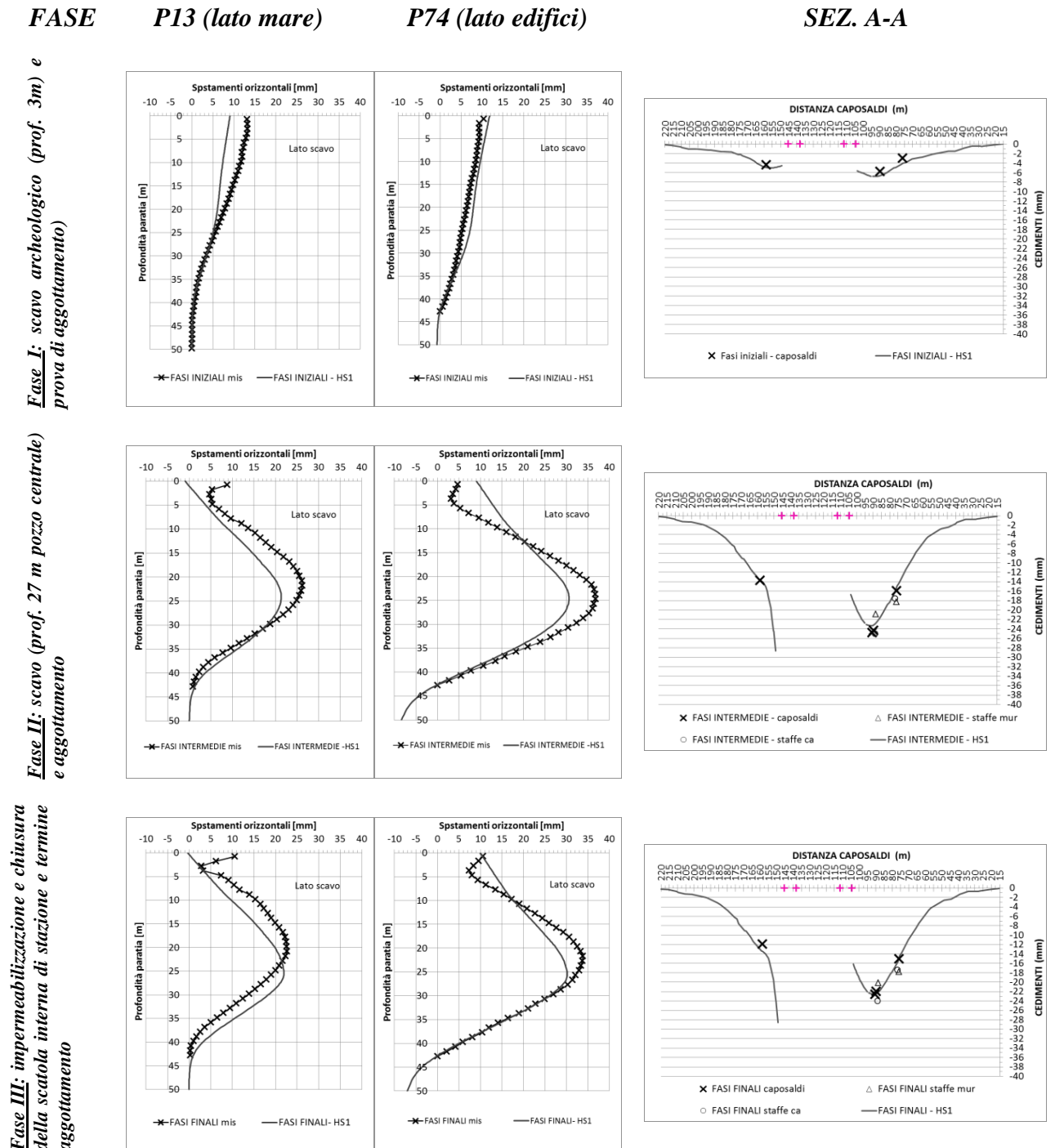


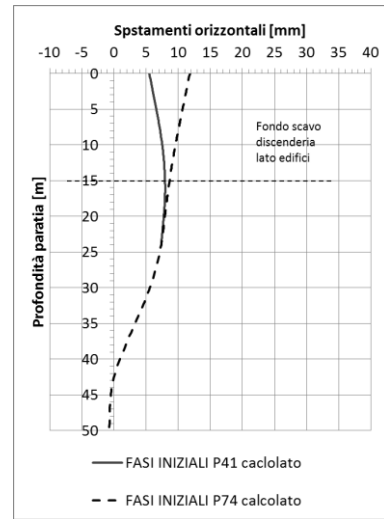
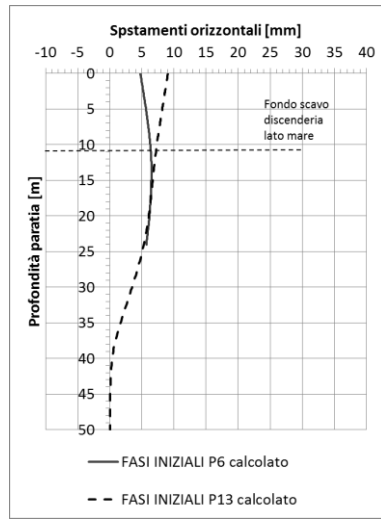
Tabella III.7: Confronto tra le deformate calcolate dei pannelli contrapposti delle discenderie e del pozzo principale dell'analisi di base "a"

FASE

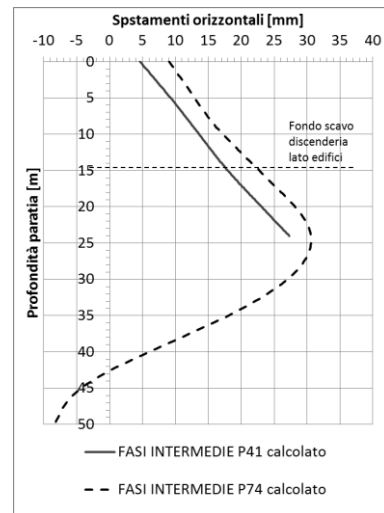
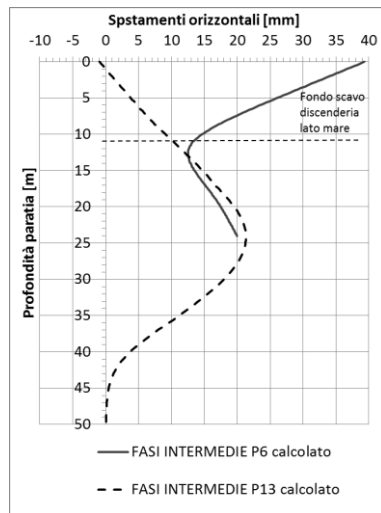
P6 e P13 (lato mare)

P41 e P74 (lato edifici)

Fase I: scavo archeologico (prof. 3m) e prova di ag-
gottamento)



Fase II: scavo (prof. 27 m pozzo centrale) e aggot-
tamento



Fase III: impermeabilizzazione e chiusura della sca-
tole interna di stazione e termine aggotamento

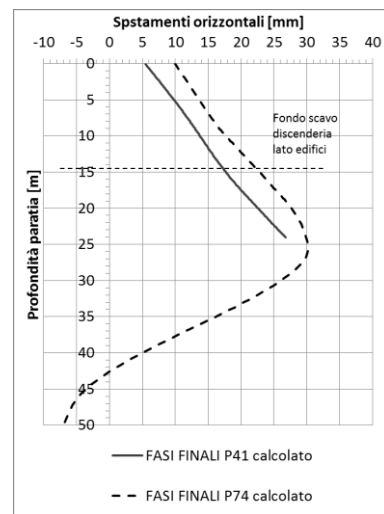
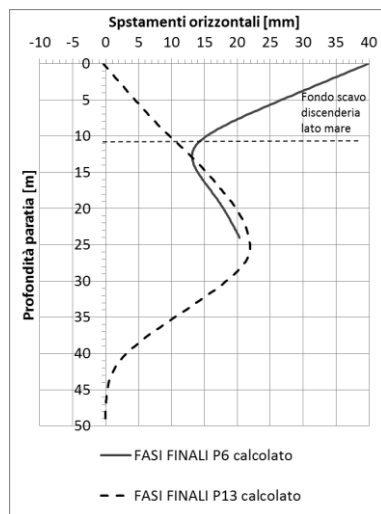


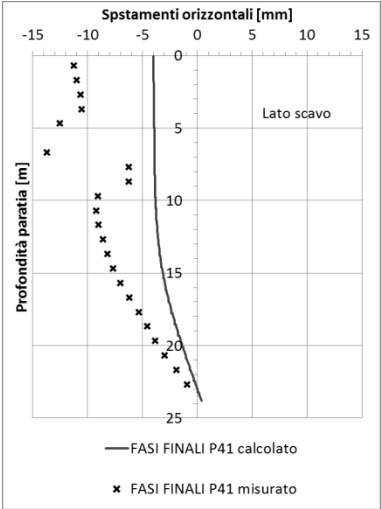
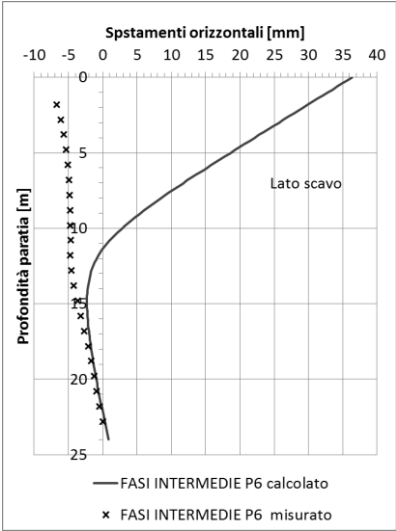
Tabella III.8: Confronto tra le deformate misurate e calcolate dei pannelli delle discenderie dall'analisi di base “a”

FASE

P6 (lato mare)

P41 (lato edifici)

Fase II: scavo (prof. 27 m pozzo centrale) e aggotamento



Fase III: impermeabilizzazione e chiusura della scatola interna di stazione e termine aggotamento

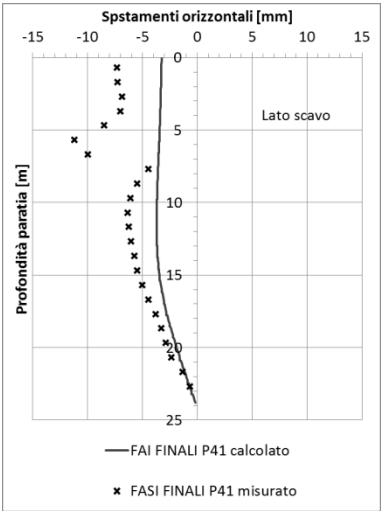
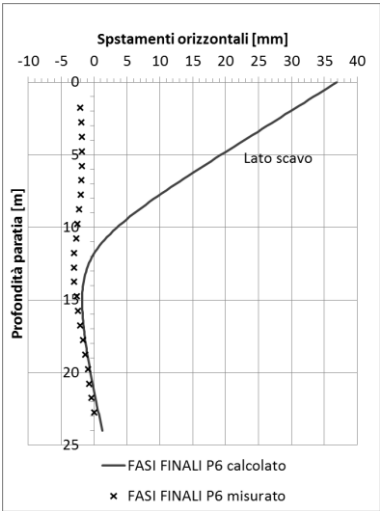


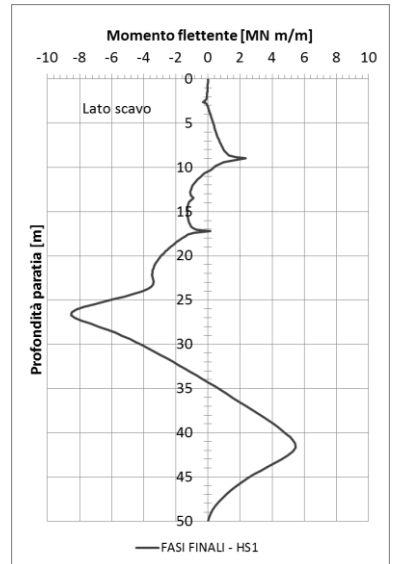
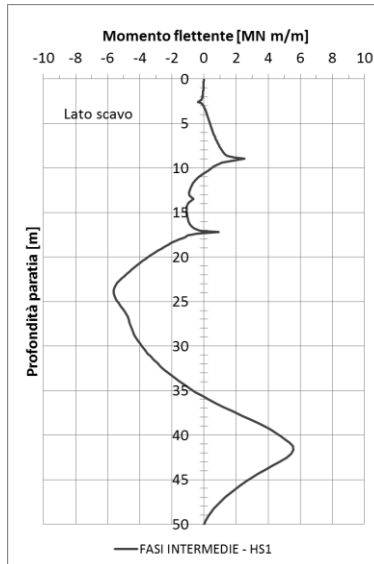
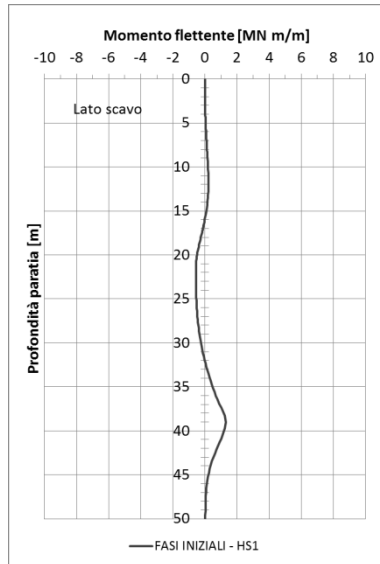
Tabella III.9: Momenti flettenti calcolati dall'analisi di base "a"

Fase I: scavo archeologico (prof. 3m) e prova di aggotamento)

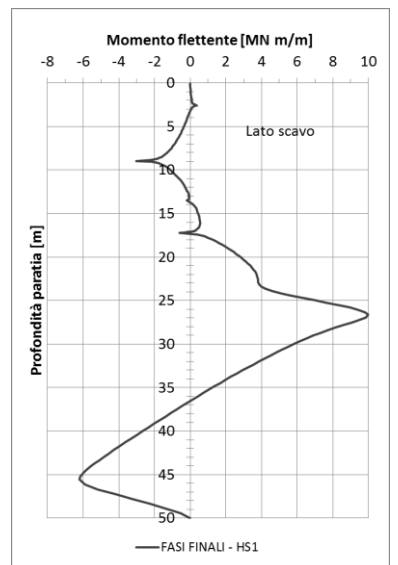
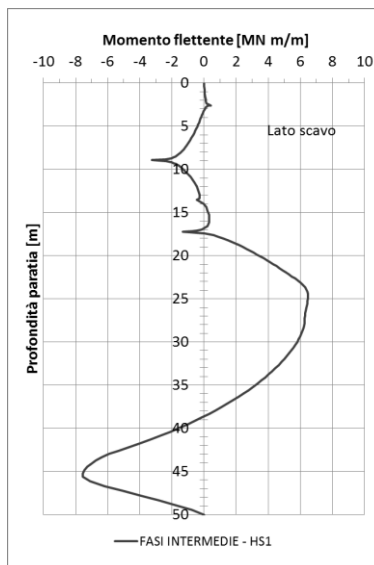
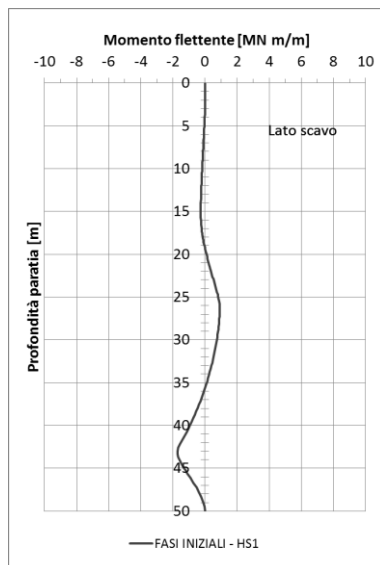
Fase II: scavo (prof. 27 m pozzo centrale) e aggotamento

Fase III: impermeabilizzazione e chiusura della scatola interna di stazione e termine

Pannello lato mare P13



Pannello lato edifici P74



III.5.2 Analisi “b1” e “b2” – Studio di sensibilità al parametro k_0

Prima di tener conto nell’analisi numerica del coefficiente di spinta a riposo k_0 misurato in sito, è stata valutata l’influenza della variazione dello stato tensionale iniziale sui cedimenti mediante analisi parametriche in cui a partire dall’analisi di base “a” è stato modificato soltanto il valore del coefficiente di spinta a riposo del terreno k_0 . Si ricorda che nell’analisi “a” il valore di k_0 è stato determinato con la formula di Jaky ($k_0 = I - \sin \varphi$) e posto pari a $k_{0nc}=0.412$. Le analisi “b1” e “b2” sono state eseguite con $k_0=0.52$ e $k_0=0.63$. La mesh e le fasi di calcolo sono le stesse dell’analisi di base. Le Tabelle IV.10 e IV.11 sintetizzano i principali valori utilizzati rispettivamente nell’analisi “b1” e “b2”.

Tabella III.10: Principali parametri di calcolo dell’analisi “b1”

Analisi “b1”	Numero elementi mesh: 3277 Numero nodi: 27607 Dimensione media degli elementi: 2,620 m				
	A		B		T
Strato	A1	A2	B1	B2	
Terreno	Alternanze di riporti e sabbie marine		Piroclastiti in sede e rimaneggiate		Tufo
Modello costitutivo	Hardening Soil		Hardening Soil		Mohr Coulomb
Profondità (m)	0-7,8	7,8-17	17-24,2	24,2-41	41-44
Peso dell'unità di volume non saturo γ_{unsat} (kN/m ³)	8		6		6
Peso dell'unità di volume saturo γ_{saturo} (kN/m ³)	18		16		17
Modulo di Young E' (MPa)	-		-		2,40E+03
Rigidità corrispondente al 50% del carico di rottura E50 (MPa)	40,3		40,4		-
Modulo di rigidità edometrico Eoed (MPa)	40,3		40,4		-
Modulo allo scarico Eur (MPa)	80,6		80,8		-
Parametro di dipendenza dal livello tensionale m	0		0		-
Coesione c (kN/m ²)	-		-		200
Angolo di attrito φ (°)	36		36		27
Coefficiente di Poisson allo scarico ν_{ur}	0,3		0,3		-
Coefficiente di Poisson ν	-		-		0,3
Resistenza a trazione σ_t (kN/m ²)	-		-		150
Permeabilità k (m/s)	6,90E-07		1,46E-07		4,15E-05
Parametro di riduzione delle caratteristiche di resistenza $R_{interface}$	0,5		0,5		0,6

Coefficiente di spinta a riposo k_0	0,52	0,52	0,546	0,546
---------------------------------------	------	------	-------	-------

Tabella III.11: Principali parametri di calcolo dell'analisi “b2”

Analisi “b2”	Numero elementi mesh: 3277 Numero nodi: 27607 Dimensione media degli elementi: 2,620 m				
	A		B		T
Strato	A1	A2	B1	B2	
Terreno	Alternanze di riporti e sabbie marine		Piroclastiti in sede e rimaneggiate		Cappellaccio del tufo
Modello costitutivo	Hardening Soil		Hardening Soil		Mohr Coulomb
Profondità (m)	0-7,8	7,8-17	17-24,2	24,2-41	41-44
Peso dell'unità di volume non saturo γ_{unsat} (kN/m ³)	8		6		6
Peso dell'unità di volume saturo γ_{saturo} (kN/m ³)	18		16		17
Modulo di Young E' (MPa)	-		-		2,40E+03
Rigidezza corrispondente al 50% del carico di rottura E50 (MPa)	40,3		40,4		-
Modulo di rigidezza edometrico E_{ed} (MPa)	40,3		40,4		-
Modulo allo scarico Eur (MPa)	80,6		80,8		-
Parametro di dipendenza dal livello tensionale m					
Coesione c (kN/m ²)	-		-		200
Angolo di attrito φ (°)	36		36		27
Coefficiente di Poisson allo scarico ν_{ur}	0,3		0,3		-
Coefficiente di Poisson ν	-		-		0,3
Resistenza a trazione σ_t (kN/m ²)	-		-		150
Permeabilità k (m/s)	6,90E-07		1,46E-07		4,15E-05
Parametro di riduzione delle caratteristiche di resistenza $R_{\text{interface}}$	0,5		0,5		0,6
Coefficiente di spinta a riposo k_0	0,63		0,63		0,546

III.5.2.1 Risultati

La Tabella IV.12 sintetizza i risultati delle analisi “a”, “b1” e “b2” in termini di spostamenti orizzontali delle paratie a sostegno dello scavo principale e cedimenti a piano campagna per le fasi I, II e III. Le deformazioni delle paratie risultanti dalle tre analisi sono molto simili tra di loro sia per andamenti sia per valori puntuali; gli spostamenti orizzontali variano al massimo del 7% e pertanto si può sostanzialmente concludere che il valore di k_0 non risulta molto importante nella definizione degli spostamenti delle paratie. D’altro canto, i cedimenti a piano campagna risultano maggiormente influenzati dal valore del coefficiente k_0 , in particolare aumentando il k_{0nc} del 25% si ottengono delle riduzioni di cedimenti comprese tra il 30% e 45% a seconda delle fasi. Aumentando di un ulteriore 20% il valore di k_0 i cedimenti si riducono ancora tra valori compresi tra il 45% e il 70% rispetto a quelli calcolati con k_{0nc} .

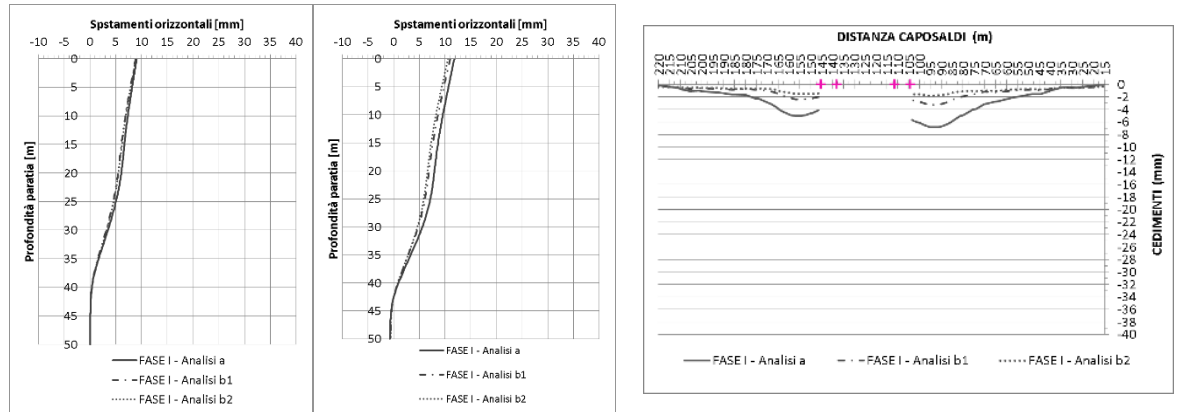
In definitiva gli spostamenti orizzontali delle paratie non subiscono variazioni degne di nota. Al contrario, i cedimenti a piano campagna risentono in maniera significativa delle variazioni di k_0 e in particolare tendono a ridursi all’aumentare del k_0 .

In Tabella IV.13 sono riportati i risultati delle analisi in termini di momenti flettenti delle paratie a sostegno dello scavo principale rispettivamente per la fase I, II e III. Come è lecito attendersi, dal momento che non subiscono variazioni le deformate, dai grafici si osserva che il valore di k_0 non risulta molto influente sul valore del momento flettente.

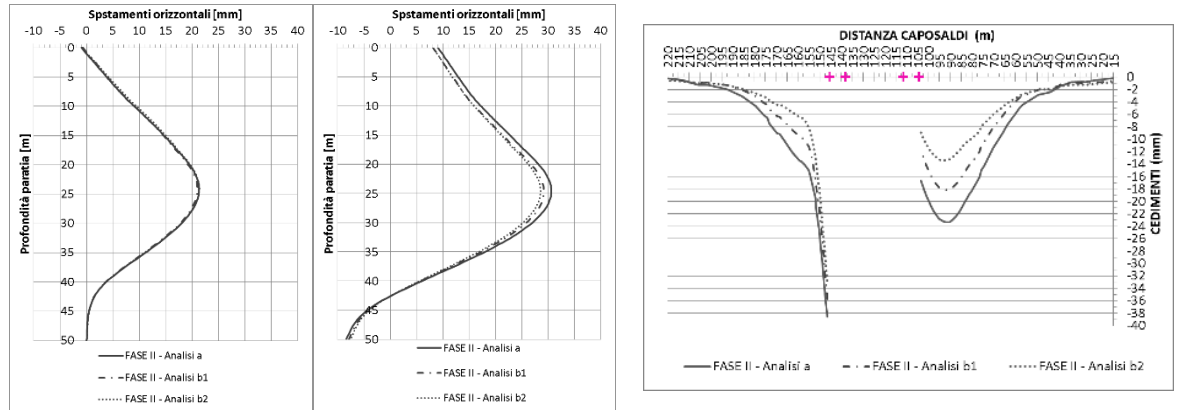
Tabella III.12: Confronto tra spostamenti calcolati dall'analisi "a, b1 e b2"

FASE **P13 (lato mare)** **P74 (lato edifici)** **SEZ. A-A**

Fase I: scavo archeologico (prof. 3m) e prova di aggotamento



Fase II: scavo (prof. 27 m pozzo centrale) e aggotamento



Fase III: impermeabilizzazione e chiusura della scatola interna di stazione e termine aggotamento

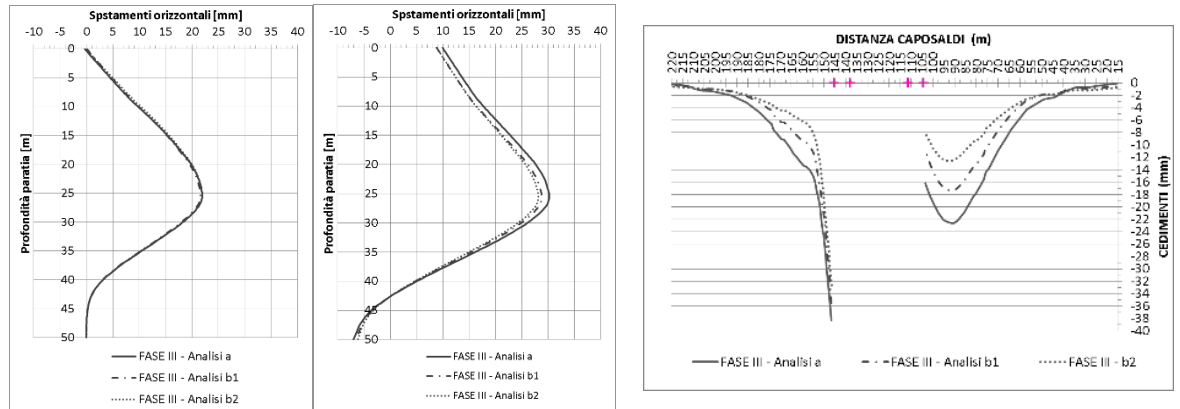


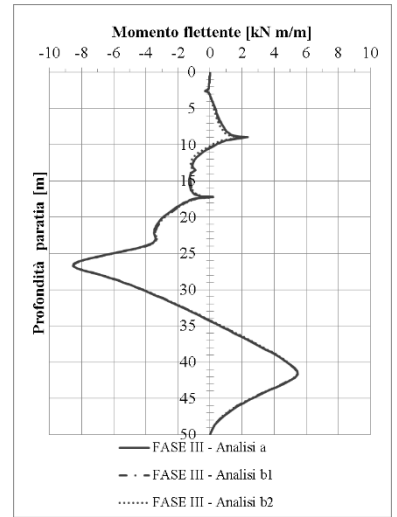
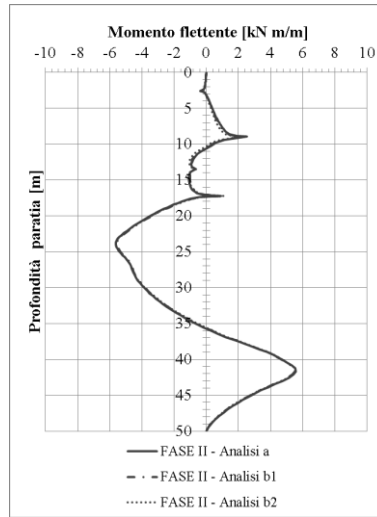
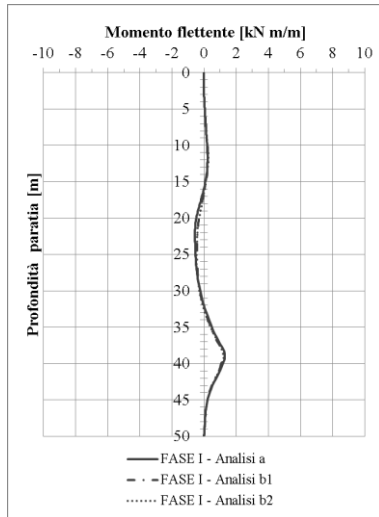
Tabella III.13: Momenti flettenti calcolati dall'analisi di base “a”, “b1” e “b2”

Fase Ii: scavo archeologico (prof. 3m) e prova di aggettamento)

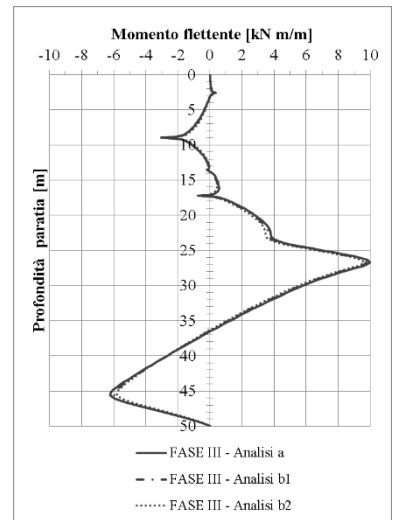
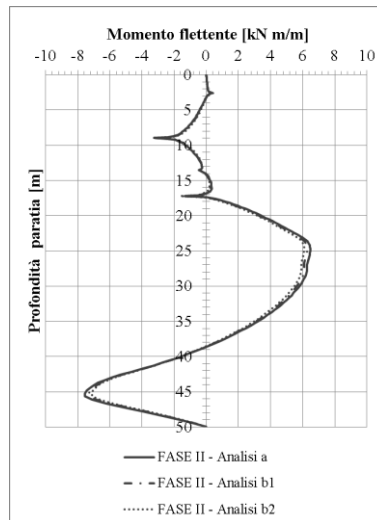
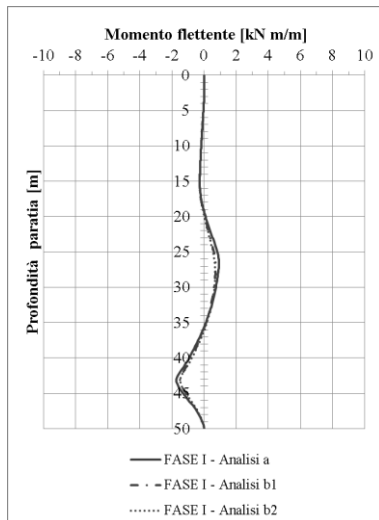
Fase II: scavo (prof. 27 m pozzo centrale) e aggettamento

Fase IIIi: impermeabilizzazione e chiusura della scatola interna di stazione e termine

Pannello lato mare P13



Pannello lato edifici P74



III.5.3 Analisi “d1”, “d2”, “d3” – Studio di sensibilità al carico edifici

Sulla base dello schema logico di Figura IV.12, sono state eseguite ulteriori tre analisi, “d1”, “d2” e “d3”, in cui si tiene conto della presenza degli edifici limitrofi allo scavo che sono simulati solo per tramite del peso proprio. L'applicazione di questo sovraccarico al piano campagna dopo la generazione dello stato tensionale iniziale produce uno stato tensionale modificato come punto di partenza per le operazioni di scavo. Il valore del carico edifici è stato assunto pari a 100 kPa (analisi “d2”), scaturito da valutazioni approssimate sulla base di una stima dei pesi propri strutturali e dei carichi permanenti portati. Data l'approssimazione della stima si è ritenuto opportuno valutarne gli effetti sul calcolo variando il valore del $\pm 30\%$; da qui scaturiscono le analisi “d1” e “d3” con un carico edifici rispettivamente pari a 70 kPa e 130 kPa. Anche queste analisi sono scaturite dall'analisi di base “a” dove la presenza del carico ha comportato l'aggiunta di un ulteriore *step* di calcolo prima dell'installazione dei diaframmi con l'applicazione del carico e annullamento degli spostamenti (*reset displacement to zero*) e il conseguente rifacimento della *mesh*. Nelle Tabelle IV.14, IV.15 e IV.16 sono riportati i principali parametri delle analisi.

Tabella III.14: Principali parametri di calcolo dell'analisi “d1”

Analisi “d1” carico edifici 70 kPa	Numero elementi mesh: 3282 Numero nodi: 27645 Dimensione media degli elementi: 2,618 m					
	A		B		C	T
Strato	A1	A2	B1	B2		
Terreno	Alternanze di riporti e sabbie marine		Piroclastiti in sede e rimaneggiate		Cappellaccio del tufo	Tufo
Modello costitutivo	Hardening Soil		Hardening Soil		Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Profondità (m)	0-7,8	7,8-17	17-24,2	24,2-41	41-44	44-.....
Peso dell'unità di volume non saturo γ_{unsat} (kN/m ³)	8		6		6	6
Peso dell'unità di volume saturo γ_{saturo} (kN/m ³)	18		16		16	17
Modulo di Young E' (MPa)	-		-		2,40E+03	6,70E+03
Rigidezza corrispondente al 50% del carico di rottura E50 (MPa)	40,3		40,4		-	-
Modulo di rigidezza edometrico Eoed (MPa)	40,3		40,4		-	-
Modulo allo scarico Eur (MPa)	80,6		80,8		-	-

Parametro di dipendenza dal livello tensionale m	0	0	-	-
Coesione c (kN/m ²)	-	-	200	580
Angolo di attrito $\varphi(^{\circ})$	36	36	27	27
Coefficiente di Poisson allo scarico ν_{ur}	0,3	0,3	-	-
Coefficiente di Poisson ν	-	-	0,3	0,3
Resistenza a trazione σ_t (kN/m ²)	-	-	150	200
Permeabilità k (m/s)	6,90E-07	1,46E-07	4,15E-05	3,00E-05
Parametro di riduzione delle caratteristiche di resistenza $R_{interface}$	0,5	0,5	0,6	1
Coefficiente di spinta a riposo k_0	0,412	0,412	0,546	0,546

Tabella III.15: Principali parametri di calcolo dell'analisi "d2"

Analisi "d2" carico edifici 100 kPa	Numero elementi mesh: 3282 Numero nodi: 27645 Dimensione media degli elementi: 2,618 m				
	A		B		T
Strato	A1	A2	B1	B2	
Terreno	Alternanze di riporti e sabbie marine		Piroclastiti in sede e rimaneggiate		Tufo
Modello costitutivo	Hardening Soil		Hardening Soil		Mohr Coulomb
Profondità (m)	0-7,8	7,8-17	17-24,2	24,2-41	41-44
Peso dell'unità di volume non saturo γ_{unsat} (kN/m ³)	8		6		6
Peso dell'unità di volume saturo γ_{saturo} (kN/m ³)	18		16		17
Modulo di Young E' (MPa)	-		-		2,40E+03
Rigidezza corrispondente al 50% del carico di rottura E_{50} (MPa)	40,3		40,4		-
Modulo di rigidezza edometrico E_{oed} (MPa)	40,3		40,4		-
Modulo allo scarico E_{ur} (MPa)	80,6		80,8		-
Parametro di dipendenza dal livello tensionale m	0		0		-
Coesione c (kN/m ²)	-		-		200
Angolo di attrito $\varphi(^{\circ})$	36		36		27
Coefficiente di Poisson allo scarico ν_{ur}	0,3		0,3		-
Coefficiente di Poisson ν	-		-		0,3
Resistenza a trazione σ_t (kN/m ²)	-		-		150
Permeabilità k (m/s)	6,90E-07		1,46E-07		4,15E-05
Parametro di riduzione delle caratteristiche di resistenza $R_{interface}$	0,5		0,5		0,6
Coefficiente di spinta a riposo k_0	0,412		0,412		0,546

Tabella III.16: Principali parametri di calcolo dell'analisi "d3"

Analisi "d3" carico edifici 130 kPa	Numero elementi mesh: 3282 Numero nodi: 27645 Dimensione media degli elementi: 2,618 m				
	A		B		T
Strato	A1	A2	B1	B2	
Terreno	Alternanze di riporti e sabbie marine		Piroclastiti in sede e rimaneggiate		Tufo
Modello costitutivo	Hardening Soil		Hardening Soil		Mohr Coulomb
Profondità (m)	0-7,8	7,8-17	17-24,2	24,2-41	41-44
Peso dell'unità di volume non saturo γ_{unsat} (kN/m ³)	8		6		6
Peso dell'unità di volume saturo γ_{saturo} (kN/m ³)	18		16		17
Modulo di Young E' (MPa)	-		-		2,40E+03
Rigidezza corrispondente al 50% del carico di rottura E50 (MPa)	40,3		40,4		-
Modulo di rigidezza edometrico Eoed (MPa)	40,3		40,4		-
Modulo allo scarico Eur (MPa)	80,6		80,8		-
Parametro di dipendenza dal livello tensionale m	0		0		-
Coesione c (kN/m ²)	-		-		200
Angolo di attrito φ (°)	36		36		27
Coefficiente di Poisson allo scarico ν_{ur}	0,3		0,3		-
Coefficiente di Poisson ν	-		-		0,3
Resistenza a trazione σ_t (kN/m ²)	-		-		150
Permeabilità k (m/s)	6,90E-07		1,46E-07		4,15E-05
Parametro di riduzione delle caratteristiche di resistenza $R_{\text{interfacc}}$	0,5		0,5		0,6
Coefficiente di spinta a riposo k_0	0,412		0,412		0,546

III.5.3.1 Risultati

La Tabella IV.17 raccoglie i grafici che rappresentano i risultati delle analisi “*d1*”, “*d2*” e “*d3*” in riferimento alle fasi I, II e III in termini di spostamenti orizzontali delle paratie a sostegno del pozzo principale e di cedimenti a piano campagna, mentre la Tabella IV.18 mostra i grafici che rappresentano i momenti flettenti calcolati in riferimento alle fasi I, II e III per le paratie a sostegno del pozzo principale. Come è possibile notare, le variazioni del $\pm 30\%$ del carico edifici determinano variazioni sui risultati del calcolo che possono essere ritenute trascurabili sia in termini di spostamenti sia di momenti flettenti.

Tabella III.17: Confronto tra spostamenti calcolati dalle analisi “d1”, “d2” e “d3”

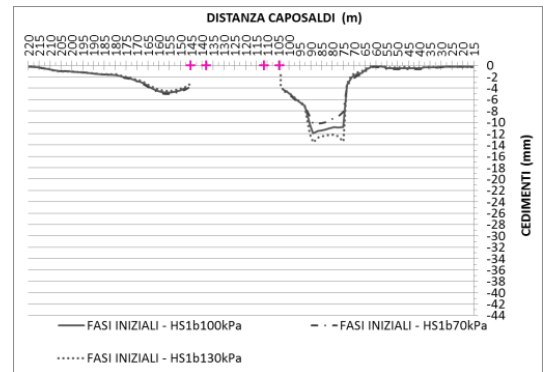
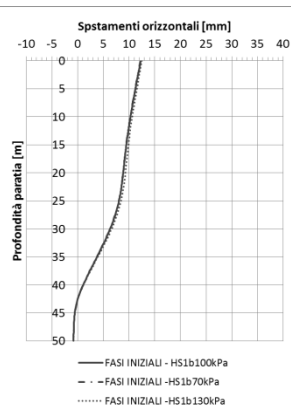
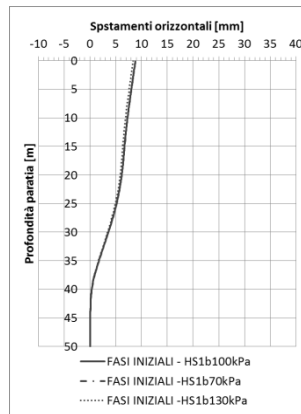
FASE

P13

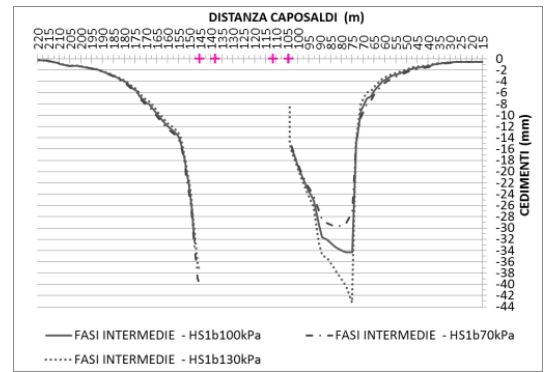
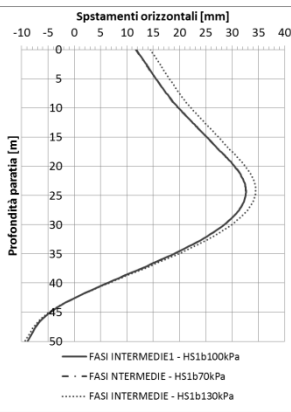
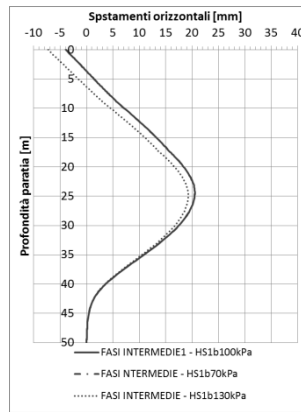
P74

SEZ. A-A

Fase I: scavo archeologico (prof. 3m) e prova di aggotamento



Fase II: scavo (prof. 27 m pozzo centrale) e aggotamento



Fase III: impermeabilizzazione e chiusura della scatola interna di stazione e termine aggotamento

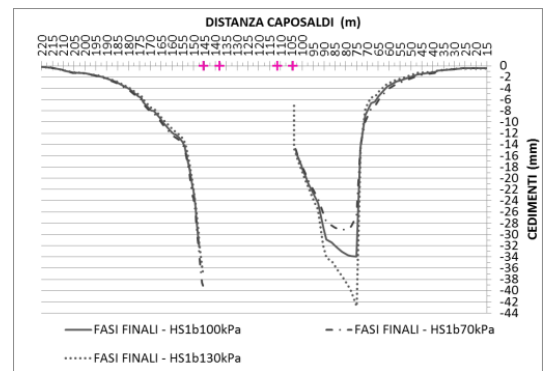
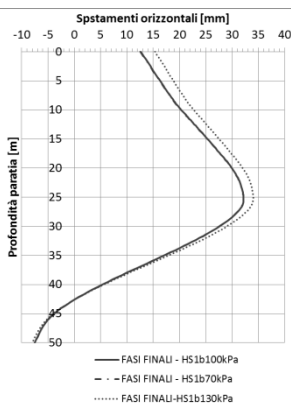
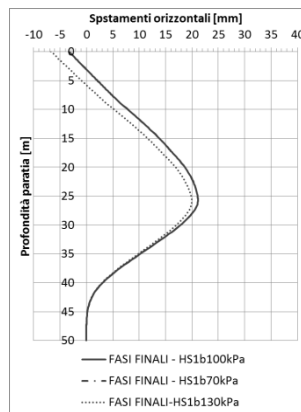


Tabella III.18: Momenti flettenti calcolati dalle analisi “d1”, “d2” e “d3”

Fase I: scavo archeologico (prof. 3m)

Fase II: scavo (prof. 27 m pozzo cen-

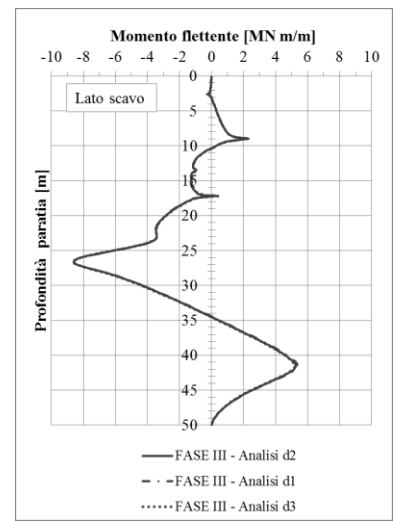
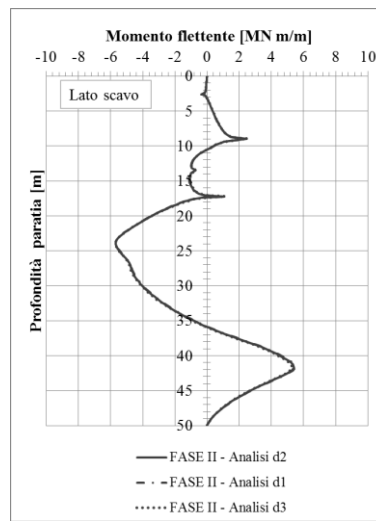
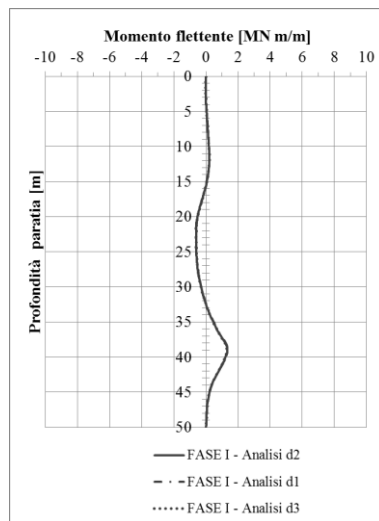
Fase III: impermeabilizzazione e chiusura della scatola interna di sta-

e prova di aggotamento)

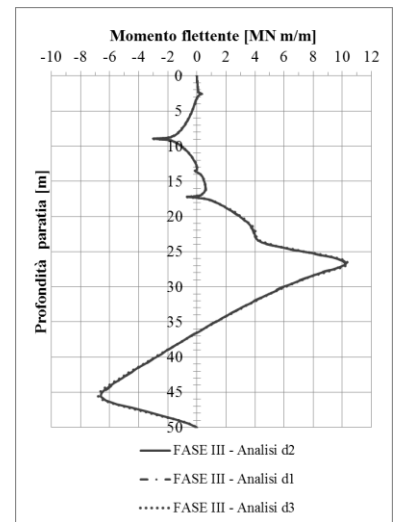
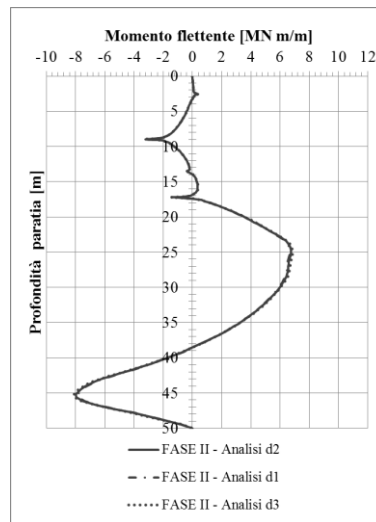
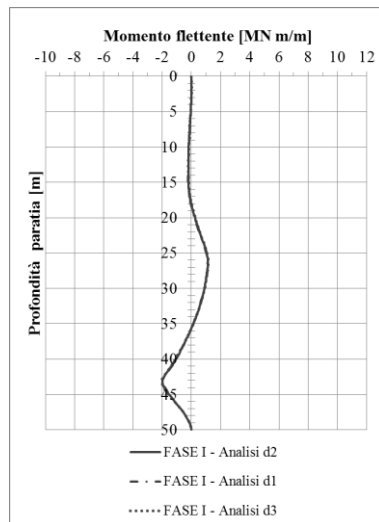
trale) e aggotamento

zione e termine

Pannello lato mare P13



Pannello lato edifici P74



III.5.4 Analisi “c” - Influenza del profilo di k_0 misurato in sito

Lo studio di sensibilità dei risultati del calcolo allo stato tensionale iniziale ha messo in luce che variazioni del coefficiente k_0 comportano effetti significativi sui cedimenti calcolati a piano campagna mentre trascurabili erano gli effetti sugli spostamenti orizzontali e sui momenti flettenti nella paratia. L’analisi “c” è stata quindi eseguita considerando il profilo del coefficiente di spinta k_0 stimato in situ attraverso il dilatometro statico. Allo scopo di odellare un profilo di k_0 il più possibile vicino alle misure in sito si è manifestata l’esigenza di aumentare il numero di strati del modello e ad ognuno di essi è stato assegnato un valore costante del parametro k_0 . In Figura IV.14 è riportato l’andamento del profilo di k_0 ottenuto dalle prove CPT e SDMT e il profilo assegnato del parametro k_0 che rimane costante per strati. L’analisi “c” è stata ottenuta a partire dall’analisi “a”, pertanto gli *step* di calcolo sono gli stessi di Tabella V.5, ma la suddivisione della stratigrafia in più strati ha comportato la definizione di una nuova *mesh*. In Tabella IV.19 sono riportati i valori dei principali parametri di calcolo.

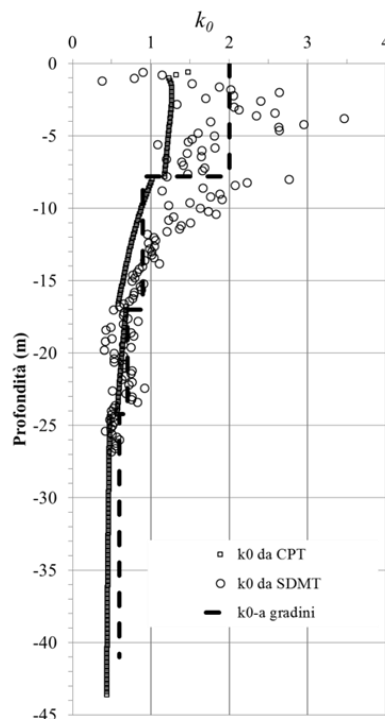


Figura III.14: Andamento di k_0 ricavato dalle indagini in sito e k_0 assegnato costante per strati

Tabella III.19: Principali parametri di calcolo dell'analisi “c”

Analisi “c”	Numero elementi mesh: 3630 Numero nodi: 30501 Dimensione media degli elementi: 2,49 m					
	A		B		C	T
Strato	A1	A2	B1	B2		
Terreno	Alternanze di riporti e sabbie marine		Piroclastiti in sede e rimaneggiate		Cappellaccio del tufo	Tufo
Modello costitutivo	Hardening Soil		Hardening Soil		Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Profondità (m)	0-7,8	7,8-17	17-24,2	24,2-41	41-44	44-.....
Peso dell'unità di volume non saturo γ_{unsat} (kN/m ³)	8		6		6	6
Peso dell'unità di volume saturo γ_{saturo} (kN/m ³)	18		16		16	17
Modulo di Young E' (MPa)	-		-		2,40E+03	6,70E+03
Rigidezza corrispondente al 50% del carico di rottura E50 (MPa)	40,3		40,4		-	-
Modulo di rigidezza edometrico Eoed (MPa)	40,3		40,4		-	-
Modulo allo scarico Eur (MPa)	80,6		80,8		-	-
Parametro di dipendenza dal livello tensionale m	0		0		-	-
Coesione c (kN/m ²)	-		-		200	580
Angolo di attrito φ (°)	36		36		27	27
Coefficiente di Poisson allo scarico ν_{ur}	0,3		0,3		-	-
Coefficiente di Poisson ν	-		-		0,3	0,3
Resistenza a trazione σ_t (kN/m ²)	-		-		150	200
Permeabilità k (m/s)	3,00E-04		3,00E-04		3,00E-05	3,00E-05
Parametro di riduzione delle caratteristiche di resistenza R _{interface}	0,5		0,5		0,6	1
Coefficiente di spinta a riposo k ₀	2	0,9	0,7	0,6	0,546	0,546

III.5.4.1 Risultati

Le Tabelle IV.21 e IV.22 consentono di confrontare i risultati dell'analisi di base “a”, dell'analisi “d2” che tiene conto del carico edifici e dell'analisi “c” che tiene conto del profilo di k_0 misurato in sito.

Dalle figure della Tabella IV.21 si evince che per la fase I gli spostamenti orizzontali delle paratie a sostegno dello scavo principale ottenuti dai 3 differenti calcoli sono molto simili tra loro. Per le fasi II e III le deformate delle paratie ottenute dall'analisi “c” sono più accentuate con valori massimi degli spostamenti maggiori rispetto a quelle ricavati dall'analisi base “a” e dall'analisi “d2”, mentre i risultati di queste ultime due risultano molto simili. In particolare, l'analisi “c” calcola spostamenti minori in testa ai diaframmi rispetto alle due analisi “a” e “d2”, mentre in corrispondenza della massima profondità di scavo i valori prodotti dall'analisi “c” superano di circa il 30% quelli calcolati dalle analisi “a” e “d2”.

Per quanto concerne i cedimenti a piano campagna, è possibile notare che, rispetto all'analisi di base “a”, il calcolo “d2” conduce ad una sopravvalutazione anche notevole dei cedimenti, che in alcune fasi raggiungono anche il doppio rispetto a quelli dell'analisi “a”; dall'altro lato l'analisi “c” conduce ad una sottovalutazione dei cedimenti, che in alcune fasi risultano addirittura dimezzati rispetto all'analisi di base.

Da quanto osservato fino ad ora ne deriva che l'analisi di base “a” trascura degli effetti, quali la presenza degli edifici e lo stato tensionale iniziale del sito, che comportano variazioni significative sulle previsioni degli spostamenti.

La Tabella IV.22 sintetizza i risultati dei momenti flettenti calcolati per le paratie a sostegno dello scavo principale per le fasi I, II e III. I risultati delle analisi “a” e “d2” sono molto simili tanto da confondersi, mentre in valore assoluto i momenti flettenti ottenuti dall'analisi “c” risultano leggermente maggiori (in accordo con le deformate).

Tabella III.20: Confronto tra spostamenti calcolati dalle analisi “a”, “d2” e “c”

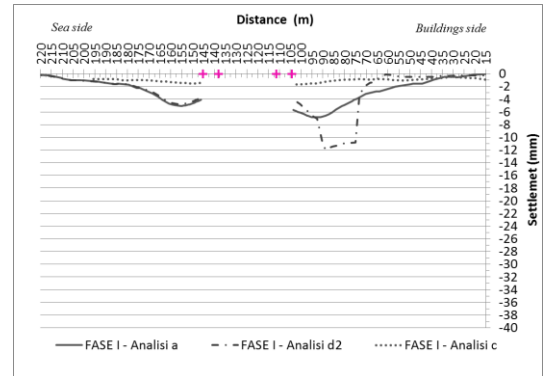
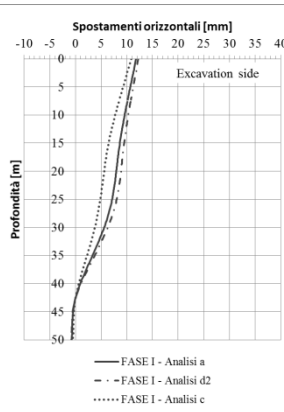
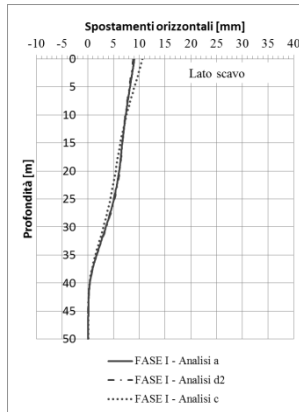
FASE

P13 (lato mare)

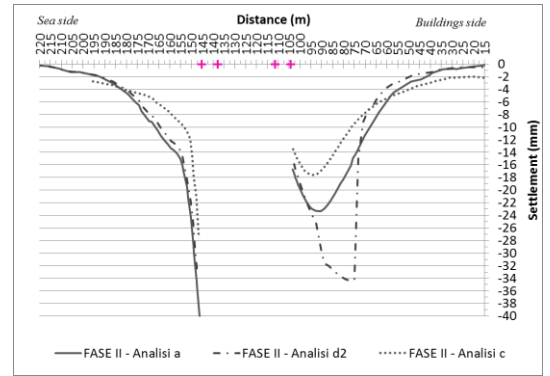
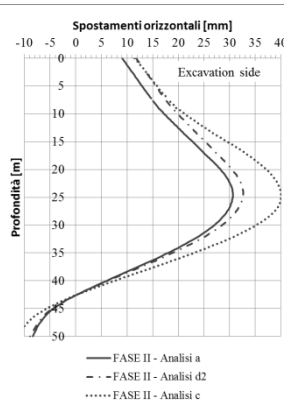
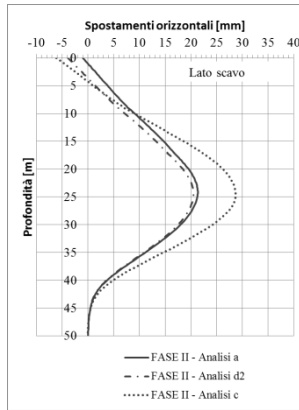
P74 (lato edifici)

SEZ. A-A

Fase I: scavo archeologico (prof. 3m) e prova di aggettamento



Fase II: scavo (prof. 27 m pozzo centrale) e aggettamento



Fase III: impermeabilizzazione e chiusura della scatola interna di stazione e termine aggettamento

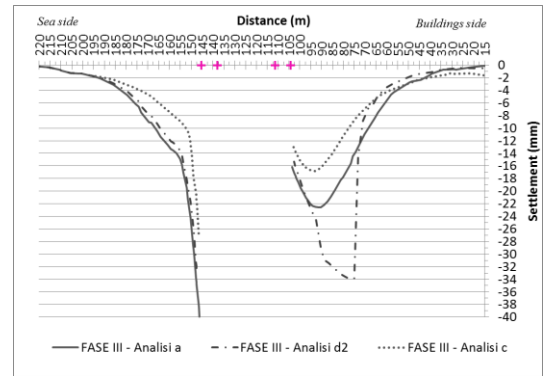
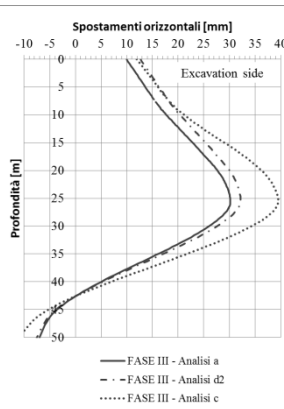
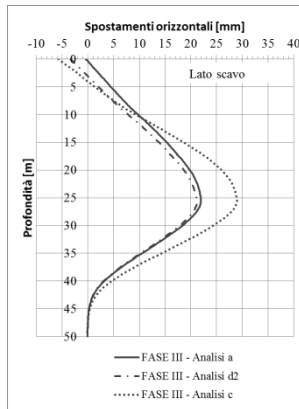


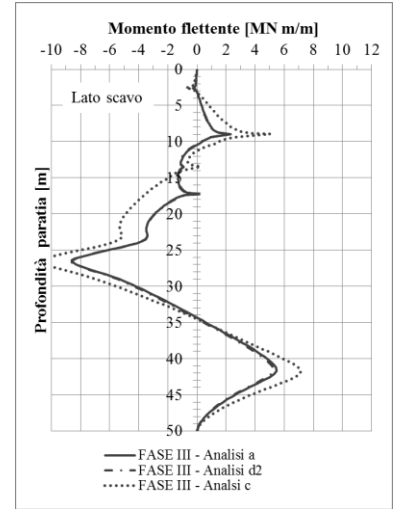
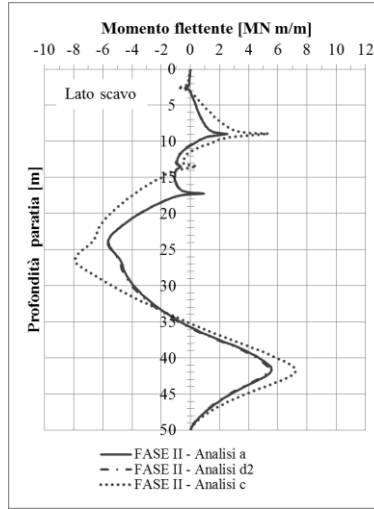
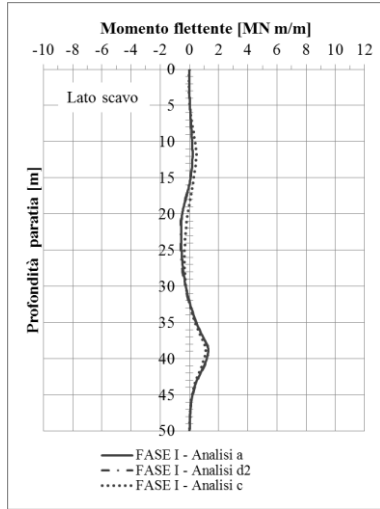
Tabella III.21: momenti flettenti calcolati dalle analisi “a”, “d2” e “c”

Fase I: scavo archeologico (prof. 3m) e prova di aggotamento)

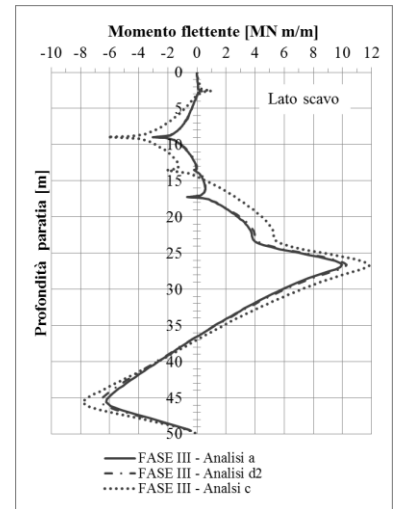
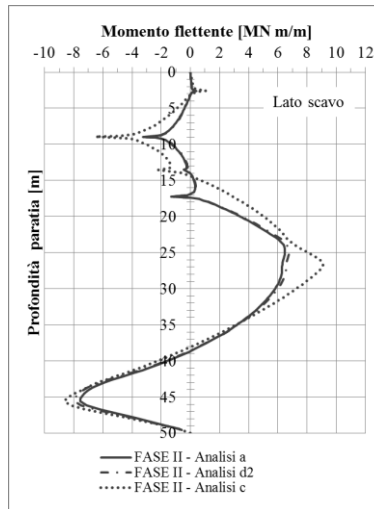
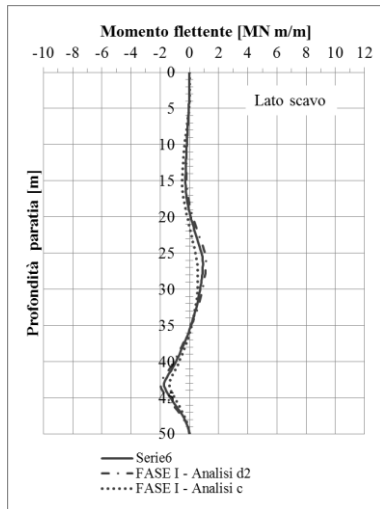
Fase II: scavo (prof. 27 m pozzo centrale) e aggotamento

Fase III: impermeabilizzazione e chiusura della scatola interna di stazione e termine

Pannello lato mare P13



Pannello lato edifici P74



III.5.5 Analisi “e”

Il paragrafo precedente ha evidenziato che aspetti generalmente trascurati, come la presenza degli edifici e lo stato tensionale iniziale del terreno, possono influenzare notevolmente i risultati del calcolo in termini di spostamenti. L’ultima analisi “e” prevista dallo schema logico di Figura IV.12 deriva dall’analisi di base “a” con l’aggiunta del carico edifici e calcolando lo stato tensionale iniziale del terreno mediante un profilo di k_0 assegnato sulla base di misure in sito. Di conseguenza è stato necessario rifare la *mesh* e aggiungere agli *step* di calcolo di Tabella IV.5 un ulteriore *step* prima dell’installazione dei diaframmi con l’applicazione del carico e annullamento degli spostamenti (*reset displacement to zero*). La Tabella IV.22 di seguito riassume i valori dei parametri principali adottati per l’analisi “e”.

Tabella III.22: Principali parametri di calcolo dell'analisi "e"

Analisi "e" carico edifici 100 kPa	Numero elementi mesh: 3615 Numero nodi: 30371 Dimensione media degli elementi: 2,495 m					
	A		B		C	T
Strato	A1	A2	B1	B2		
Terreno	Alternanze di riporti e sabbie marine		Piroclastiti in sede e rimaneggiate		Cappel-laccio del tufo	Tufo
Modello costitutivo	Hardening Soil		Hardening Soil		Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
Profondità (m)	0-7,8	7,8-17	17-24,2	24,2-41	41-44	44-.....
Peso dell'unità di volume non saturo γ_{unsat} (kN/m ³)	8		6		6	6
Peso dell'unità di volume saturo γ_{saturo} (kN/m ³)	18		16		16	17
Modulo di Young E' (MPa)	-		-		2,40E+03	6,70E+03
Rigidezza corrispondente al 50% del carico di rottura E50 (MPa)	40,3		40,4		-	-
Modulo di rigidezza edometrico Eoed (MPa)	40,3		40,4		-	-
Modulo allo scarico Eur (MPa)	80,6		80,8		-	-
Parametro di dipendenza dal livello tensionale m	0		0		-	-
Coesione c (kN/m ²)	-		-		200	580
Angolo di attrito $\varphi(^{\circ})$	36		36		27	27
Coefficiente di Poisson allo scarico ν_{ur}	0,3		0,3		-	-
Coefficiente di Poisson ν	-		-		0,3	0,3
Resistenza a trazione σ_t (kN/m ²)	-		-		150	200
Permeabilità k (m/s)	3,00E-04		3,00E-04		3,00E-05	3,00E-05
Parametro di riduzione delle carat- teristiche di resistenza $R_{\text{interface}}$	0,5		0,5		0,6	1
Coefficiente di spinta a riposo k0	2	0,9	0,7	0,6	0,546	0,546

III.5.5.1 Risultati

Le Figure IV.15, IV.16 e IV.17 consentono, per le fasi di costruzione dell'opera I, II e III precedentemente definite, un confronto diretto tra i dati di monitoraggio, i risultati dell'analisi di base “a” e quella più complessa “e”. Le misure relative agli spostamenti orizzontali delle paratie a sostegno dello scavo principale e i cedimenti a piano campagna in corrispondenza della sezione di calcolo sono riportate in nero, i risultati dell'analisi di base “a” sono indicati con il colore rosso, i risultati dell'analisi più complessa “e” sono riportati in blu.

Per le 3 fasi I, II e III si può osservare che entrambe le analisi riproducono bene il comportamento deformativo dell'opera ed evidenziano l'importanza della corretta modellazione della profondità dello strato tufaceo dove i pannelli esibiscono spostamenti nulli. Nella fase I (Figura IV.15) le paratie hanno un comportamento a mensola, gli spostamenti sono molto contenuti e i risultati delle 2 analisi molto simili. Nella fase II e III (Figura V.16 e V.17) i risultati di entrambe le analisi continuano a manifestare un ottimo accordo con le misure fornendo dei risultati coincidenti o al massimo differenti del 35% rispetto ai dati monitorati.

A piano campagna, le misure non consentono osservazioni sulla forma della conca di subsidenza, ma l'accordo con i 3 punti di misura di entrambe le analisi è molto soddisfacente. In particolare in corrispondenza del lato edifici l'analisi “e” calcola dei cedimenti pressochè coincidenti con le misure.

Per le deformate delle paratie a sostegno delle discenderie valgono le stesse considerazioni fatte per i risultati dell'analisi “a”. Le Figure IV.16 e IV.17 riportano le misure inclinometriche della paratia a sostegno della discenderia lato edifici (che si ricorda è stata scavata successivamente alla chiusura dei pozzi di aggotamento) confrontate con i risultati del calcolo. Per poter confrontare gli spostamenti calcolati con quelli misurati è stato necessario ricondurre all'ipotesi di spostamenti nulli alla base dei pannelli e azzerare gli spostamenti calcolati fino alla lettura di zero degli inclinometri, avvenuta quando le lavorazioni erano già state avviate. In tal caso l'analisi “e” sembra avere un accordo migliore con le misure rispetto all'analisi di base “a”.

La Tabella IV.22 mostra i grafici che rappresentano i momenti flettenti calcolati in riferimento alle fasi I, II e III per le paratie a sostegno del pozzo principale. Anche in questo caso i momenti flettenti ottenuti dalle diverse analisi sono molto simili.

Alla luce di questi risultati si ritiene opportuno evidenziare che l'analisi di base "a" non tiene conto di due aspetti molto importanti che generalmente vengono trascurati anche nella pratica professionale: il primo riguarda i valori del coefficiente di spinta a riposo k_0 del sito (dal quale dipende lo stato tensionale iniziale), il secondo riguarda il peso degli edifici a piano campagna. Le analisi "c" e "d2" esposte nei paragrafi precedenti, tengono conto di questi aspetti separatamente e mostrano un'influenza significativa sui risultati del calcolo. L'ultima e più complessa analisi "e" dimostra che l'analisi di base "a" trascura degli aspetti che comportano degli errori di calcolo tali da elidersi a vicenda.

Nell'Allegato 3 sono riportati i risultati in termini di spostamenti orizzontali dei diaframmi a T e di cedimenti a piano campagna per tutte le fasi del calcolo dell'analisi "e" confrontati con le misure.

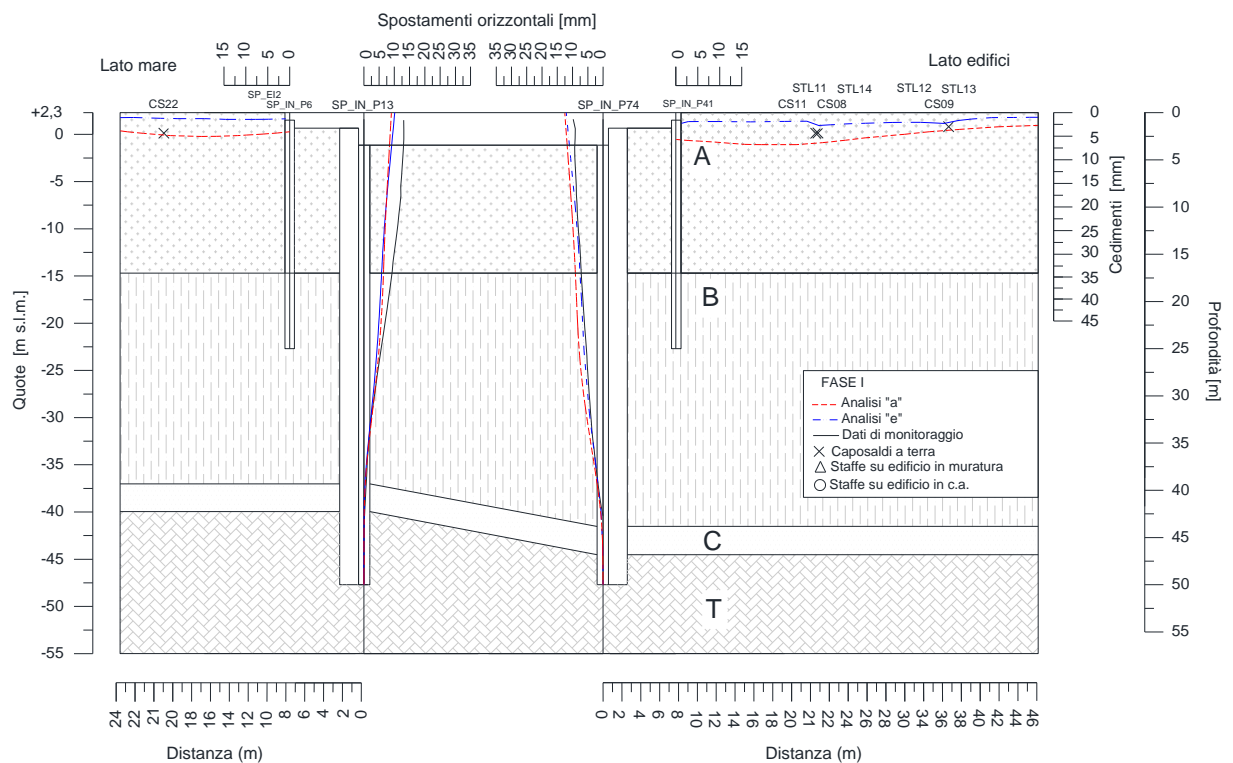


Figura III.15: Fase I

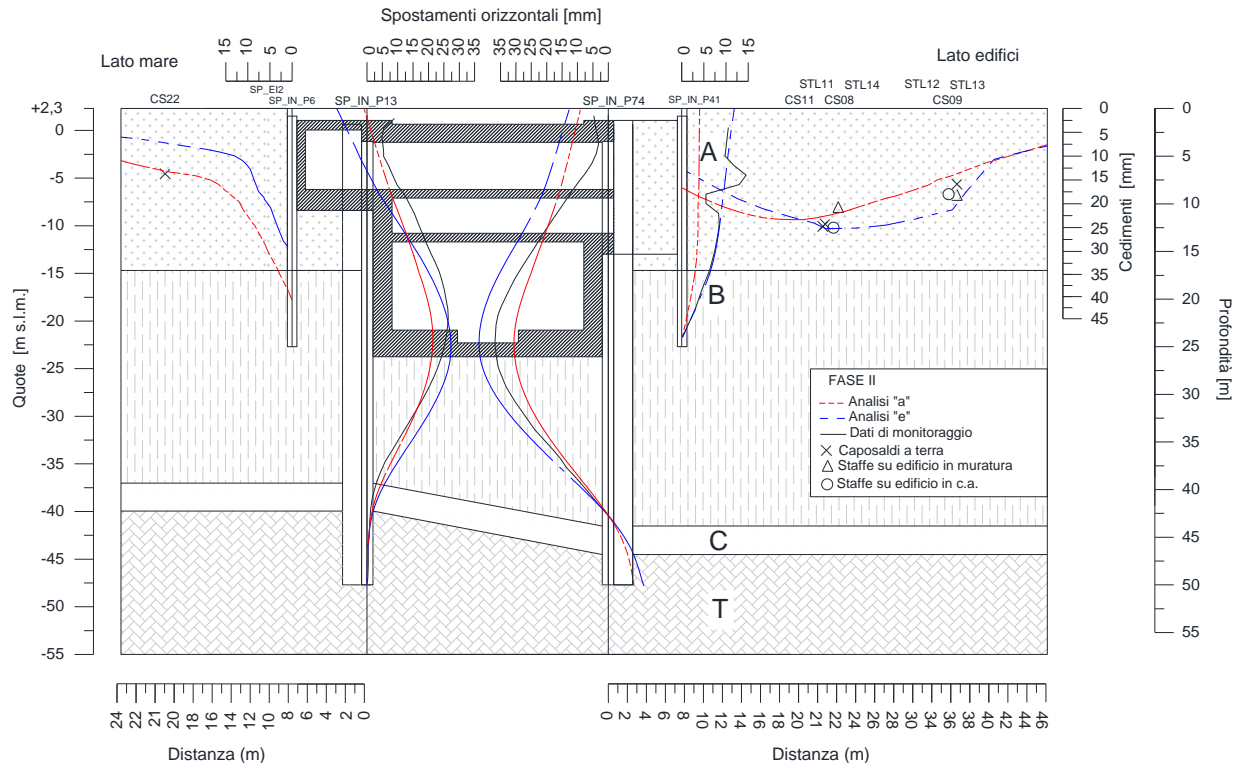


Figura III.16: Fase II

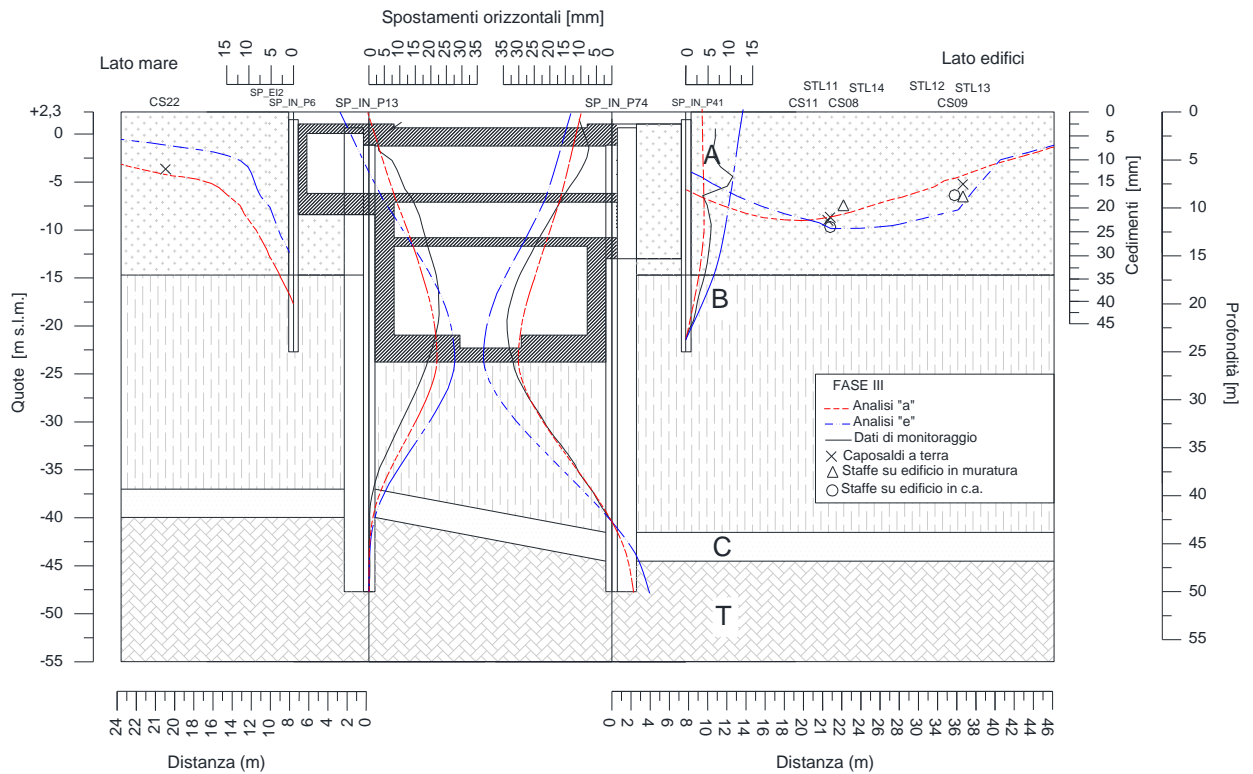


Figura III.17: Fase III

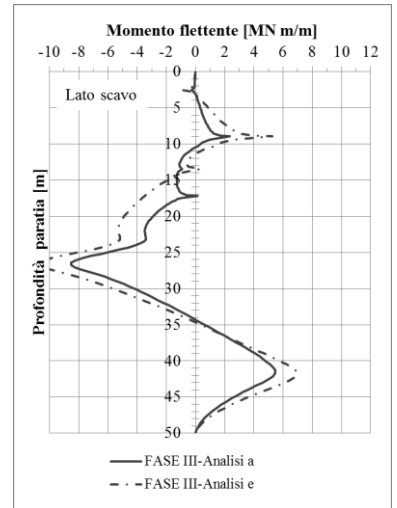
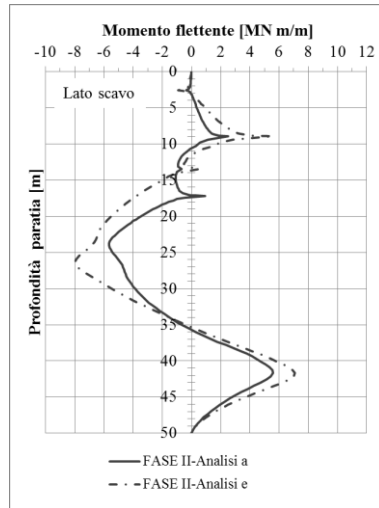
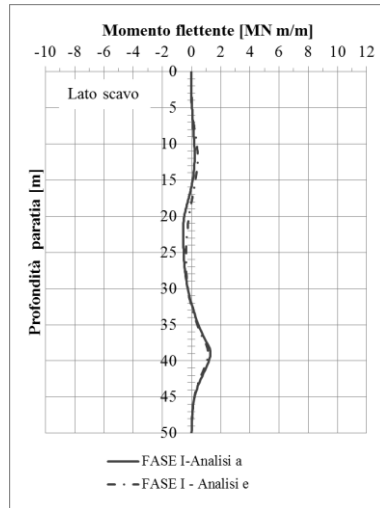
Tabella III.23: momenti flettenti calcolati dalle analisi “a” e “e”

Fase I: scavo archeologico (prof. 3m) e prova di aggotamento)

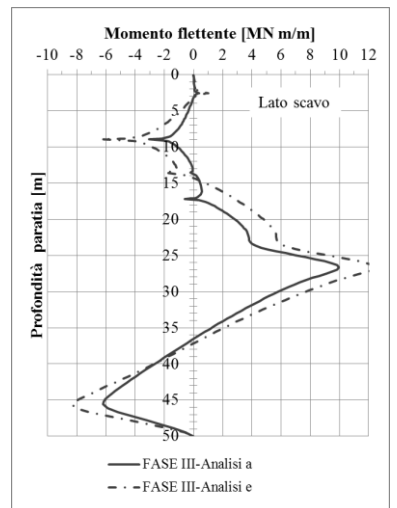
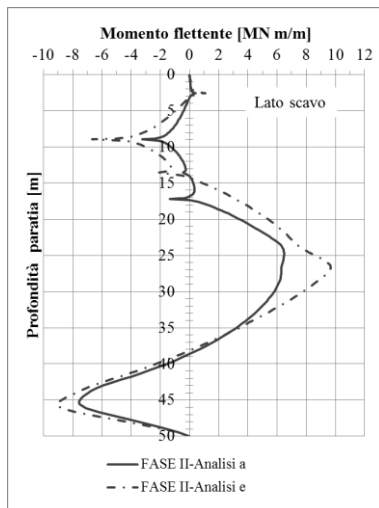
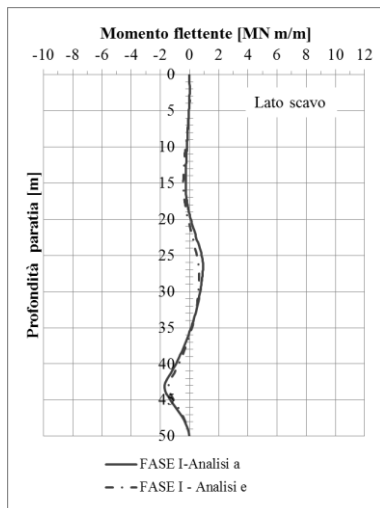
Fase II: scavo (prof. 27 m pozzo centrale) e aggotamento

Fase III: impermeabilizzazione e chiusura della scatola interna di stazione e termine

Pannello lato mare P13



Pannello lato edifici P74



Bibliografia

- Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Marchetti, S., & Pasqualini, E. .1986. Flat dilatometer tests in calibration chambers. *ASCE Spec Conf. on use of in situ tests in geotechn. engineering* (p. 431-446). Blacksburg: ASCE Geotechn. Special Publ.
- Bell F. G. ,1993. *Engineering Treatment of Soils*. Spon, London.
- Brinkgreve R.B.J., 2002. *Plaxis, Finite element code for soil and rock analyses, users manual*. Rotterdam. Balkema.
- Cestari, F.,2005. Prove geotecniche in sito. Segrate: Geo-Graph.
- Croce P., Flora A., Modoni G.,2004. Jet grouting. Technology, Design and Control. CRC Press, pp. 24-26.
- De Vivo A., 2013. Studio del campo di spostamenti indotti dallo scavo meccanizzato di una galleria. Tesi di laurea, Università degli studi di Napoli "Federico II".
- Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T., & Lancellotta, R. ,1985. New Developments in field and laboratory Testing of Soils. Proc. 11th ICSMFE, (p. Theme Lecture N°2). San Francisco (USA).
- Kauschinger L.J., Hankour R.S., Perry E. B., 1992. Methods to estimate composition of jet grouting bodies. ASCE Conference on grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans.
- Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. ,1990. Manual on estimating soil properties for foundations design. New York: EPRI.
- Kutzner C., 1996. Grouting in Soil and Rock. A A Balkema, Rotterdam.
- Evangelista A., 1994. Appunti di opere di sostegno. Università di Napoli. Istituto di tecnica delle fondazioni e costruzioni di terra, pp.
- Lade P.V., Overton D.D., 1989. Cementation effects in frictional materials. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. CIV, n. CT6, pp. 770-772.
- Lunne, T. P., Robertson, K., & Powell, J. J., 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice. Blackie Academic (p. 312). New York: EF Spon/Routledge Publ.
- Maccarini M., 1987. Laboratory studies of weakly bonded artificial soil. PhD thesis, Imperial College of Science and Technologies, London.
- Marchetti, S.,1985. On the field determination of k_0 in sand.. Panel presentation on in situ testing techniques. 11 th ICSMFE (p. 2667-2672). San Francisco: Balchema.
- Mayne , P. W., & Kulhawy, F. H., 1982. K_0 -OCR relationships in soil. Journal of Geotechnical Engineering Division ASCE, 108 (GT6) , 851- 872.
- Mayne, P. W., Christopher, B. R., & DeJong, J., 2001. Manual on subsurface investigations. Washington, DC: National Highway Institute.

- Nova, R., 2010. Soil mechanics. ISTE Ltd and John Wiley & Sons, Inc., pp. 245 -246.
- Potts D.M. & Zdravkovic L., 2001. Finite element analysis in geotechnical engineering. Application. Thomas Telford, pp. 111-112.
- Schanz T., Vermeer P.A., 1998. Special issue on pre-failure deformation behaviour of geomaterials. Geotechnique, 48, 383-387.
- Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G., 1999. The hardening-soil model. Formulation and verification. In R.B.J. Brinkgrave, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam. 281-290.
- Schweiger H. F., 2002. Modelling issues for numerical analysis of deep excavations. Computational Geotechnics Group, Institute for Soil Mechanics und Foundation Engineering Graz University of Technology, Austria
- Schweiger, H.F., 2002. Results from numerical benchmark exercises in geotechnics. Proc. 5th European Conf. Numerical Methods in Geotechnical Engineering (P. Mestat,ed.), Presses Ponts et chaussees, Paris, 305-314.
- Schmertmann, J. H., 1983. Revised procedure for calculating k_0 and OCR from DMTs with $ID > 1.2$ and which incorporates the penetration measurement to permit calculating the plane strain friction angle. GPE Inc. DMT Digest 1.
- Schmertmann, J., 1977. Interpreting the Dynamics of the Standard Penetration Test. Gainseville (USA): Univerity of Florida.
- Vinale, F., 1988. Caratterizzazione del sottosuolo di Napoli ai fini di una microzonazione sismica. Rivista Italiana di Geotecnica, 2, 77-100.
- Wood, D. M., 1991. Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press.

Conclusioni

La stazione metropolitana San Pan Pasquale ha una forma in pianta rettangolare di circa 85m x 24m ed è profonda circa 27m di cui 26m sotto falda. Lo scavo, ubicato in un'area fortemente urbanizzata lungo la Riviera di Chiaia a Napoli, interessa terreni sciolti di natura vulcanica. L'opera risulta molto complessa dal punto di vista ingegneristico, con rilevanti problematiche di carattere geotecnico dovute principalmente all'immediata vicinanza dei fabbricati allo scavo, alla presenza della falda in prossimità del piano campagna e alla presenza di terreno con strati di spessore significativo a carattere incoerente, anche al di sotto della quota di fondo scavo.

Per realizzare il pozzo e le opere strutturali interne alla stazione sono stati impiegati complessivamente 5 anni e 10 mesi. I dati di monitoraggio riguardano essenzialmente i cedimenti a piano campagna e degli edifici limitrofi, gli spostamenti orizzontali delle strutture di sostegno e le pressioni neutre all'interno e all'esterno dello scavo. La ricostruzione del tetto della formazione tufacea, in cui si attestano i diaframmi, è stata molto utile per la comprensione dei dati di monitoraggio, specialmente nei riguardi del comportamento deformativo delle paratie.

L'elaborazione delle misure disponibili per la stazione oggetto di studio ha permesso di individuare i principali meccanismi deformativi che si sono innescati durante la costruzione dell'opera. In particolare il processo di subsidenza indotto nell'ambiente circostante è stato in linea di massima rispondente alle attese progettuali. Il confronto tra le informazioni e le misure disponibili mette in evidenza che l'aggottamento e lo scavo sono le lavorazioni che hanno comportato maggiore influenza sulle aree limitrofe. Infatti il pompaggio di acqua all'interno della stazione comporta un risentimento, seppur molto contenuto, del livello idrico anche all'esterno del pozzo. La variazione della quota di falda rilevata dai piezometri installati all'esterno della stazione è tanto più evidente quanto più il punto di misura è prossimo al cantiere e l'aggottamento è copioso e rapido. Lo scavo invece genera spostamenti delle paratie verso l'interno della stazione incrementando i cedimenti in superficie già generati dalle variazioni del livello di falda.

Lo studio dei cedimenti è stato riferito a tre sezioni di monitoraggio topografico: una trasversale e due longitudinali allo scavo. La sezione trasversale è costituita da pochi punti di misura a piano campagna, sia a nord che a sud della stazione. In particolare si dispone di n.2 punti di misura all'estremità degli edifici disposti a nord lungo il vico Bausan, ortogonale e centrato rispetto al lato lungo del pozzo. Le altre due sezioni di monitoraggio sono parallele al lato lungo dello scavo: una ottenuta allineando gran parte dei capisaldi nella villa Comunale (lato sud) e l'altra allineando i capisaldi e le staffe livellometriche dei fabbricati (lato nord). L'osservazione dei dati mette in luce il comportamento fortemente tridimensionale dell'opera. Gli spostamenti massimi, sia orizzontali delle paratie che verticali a piano campagna, si registrano in corrispondenza della sezione di monitoraggio trasversale dello scavo.

Per tale sezione sono state eseguite analisi FEM a ritroso al fine di riprodurre il comportamento osservato. Il codice di calcolo utilizzato è il Plaxis 2D, infatti date le dimensioni in pianta della stazione e l'ubicazione della sezione di monitoraggio, è ammissibile l'ipotesi di deformazioni piane.

La stratigrafia di calcolo, desunta dalle indagini geotecniche, è costituita da 4 strati: gli strati A e B di terreni sciolti sovrastanti la formazione di *tufo giallo napoletano* T attraverso un sottile strato di tufo alterato C.

Il modello geometrico utilizzato ha tenuto conto delle diverse profondità di rinvenimento del tetto del tufo, delle dimensioni reali delle strutture di sostegno e dei volumi di terreno sottoposti a trattamenti di consolidazione.

Le analisi si compongono di 24 fasi di calcolo assegnate in modo da riprodurre in maniera accurata la reale sequenza costruttiva dell'opera.

Sono stati eseguiti molteplici calcoli caratterizzati da differenti livelli di complessità e di accuratezza al fine di investigare le capacità previsionali dei modelli costitutivi adottati e individuare i fattori che maggiormente influenzano i risultati delle analisi. Particolare attenzione è stata dedicata alla stima dei parametri di rigidità dei terreni, che dipendono non solo dallo stato tensionale preesistente, ma anche dai percorsi di sollecitazione che si determinano nel terreno in seguito alle operazioni di scavo e dal livello di deformazioni a cui il terreno è sottoposto.

Nel caso in esame, i modelli costitutivi adottati per le diverse tipologie di terreni sono stati calibrati sulla base delle prove in situ disponibili (CPT, SDMT, CH) con una metodologia innovativa che si caratterizza per semplicità ed efficacia. Per i terreni sciolti

ti superiori, per i quali è stato adottato il modello costitutivo *Hardening Soil*, i parametri di rigidezza sono stati calibrati sulla base delle prove CPT. In particolare la rigidezza secante E_{50} è stata posta pari a 3 volte la resistenza penetrometrica media per strato q_c , mentre il modulo di carico e scarico E_{ur} è stato assunto pari a 2 volte il modulo di rigidezza secante. Per lo strato sottostante di *tufo giallo napoletano* è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico di *Mohr Coulomb* le cui rigidezze sono state calibrate sui risultati della prova *cross hole*. L'implementazione numerica ha inoltre tenuto conto dei profili di rigidezza con la profondità.

Analisi più complesse hanno tenuto conto anche di alcuni aspetti che generalmente vengono trascurati nella pratica professionale, quali lo stato tensionale iniziale del terreno e la presenza degli edifici.

Dal confronto tra i risultati delle analisi e i dati di monitoraggio è emerso che, per il caso oggetto dello studio, la procedura di calcolo adottata è in grado di simulare in maniera molto soddisfacente il comportamento dell'opera, pertanto si può ritenere che il criterio di taratura dei modelli costitutivi può essere utilizzato per effettuare analisi per la previsione dei cedimenti massimi nei casi in cui sono coinvolti terreni analoghi a quelli del caso studio con un margine di errore di circa il 20%.

Allegato 1

Tabella 1.0.1: Elenco degli strumenti di monitoraggio

TIPO DI STRUMENTO	IDENTIFICATIVO	DATA DI LETTURA DI ZERO	DATA ULTIMA LETTURA RILEVATA	FREQUENZA DELLE MISURE	PROF. DA p.c.[m]
PIEZOMETRI esterni all'area di scavo	PZ1-P	09/12/2008	30/07/2014	2-3 letture a settimana	30
	PZ1-S	09/12/2008	30/07/2014	2-3 letture a settimana	15
	PZ2-P	09/12/2008	16/07/2014	2-3 letture a settimana	30
	PZ2-S	09/12/2008	18/07/2014	2-3 letture a settimana	15
	PZ3-P	09/12/2008	30/07/2014	2-3 letture a settimana	30
	PZ3-S	09/12/2008	30/07/2014	2-3 letture a settimana	15
	PZ4-P	09/12/2008	30/07/2014	2-3 letture a settimana	30
	PZ4-S	09/12/2008	24/02/2012	2-3 letture a settimana	15
	PZ5-P	09/12/2008	30/07/2014	2-3 letture a settimana	30
	PZ5-S	09/12/2008	30/07/2014	2-3 letture a settimana	15
	PZ6-P	09/12/2008	30/07/2014	2-3 letture a settimana	30
	PZ6-S	09/12/2008	30/07/2014	2-3 letture a settimana	15
	PZ15-P	01/03/2013	30/07/2014	2-3 letture a settimana	30
	PZ15-S	01/03/2013	30/07/2014	2-3 letture a settimana	15
	PZ16-P	01/03/2013	30/07/2014	2-3 letture a settimana	30
	PZ16-S	01/03/2013	30/07/2014	2-3 letture a settimana	15
PIEZOMETRI interni all'area di scavo	PZ14_P	16/04/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	43
	PZ14_S	16/04/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	40
	PZ13_P	16/04/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	30
	PZ13_S	16/04/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	15
	PZ7_P	14/01/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	30

	PZ7_S	14/01/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	15
	PZ8_P	14/01/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	43
	PZ8_S	14/01/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	30
	PZ10_P	16/04/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	43
	PZ10_S	16/04/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	40
	PZ9_P	14/01/2010	08/09/2011	2-3 letture a settimana	30
	PZ9_S	14/01/2010	07/03/2011	2-3 letture a settimana	15
	PZ_POZ1	01/04/2011	17/01/2012	2-3 letture a settimana	40
	PZ_POZ2	01/04/2011	24/01/2012	2-3 letture a settimana	45
	PZ_POZ3	01/04/2011	30/01/2012	2-3 letture a settimana	42
	PZ_POZ4	01/04/2011	30/01/2012	2-3 letture a settimana	42
	PZ_POZ5	04/07/2011	06/02/2012	2-3 letture a settimana	40,5
	PZ_POZ6	25/07/2011	06/02/2012	2-3 letture a settimana	45,5
	PZ_POZ7	30/06/2011	13/02/2012	2-3 letture a settimana	45,5
	PZ_POZ8	25/07/2011	06/02/2012	2-3 letture a settimana	45,5
	PZ24P	04/02/2012	29/10/2013	continua	
	PZ24S	04/02/2012	29/10/2013	continua	
	PZ46P	04/02/2012	29/10/2013	continua	
	PZ46S	04/02/2012	29/10/2013	continua	
	PZ88P	04/02/2012	29/10/2013	continua	
	PZ88S	04/02/2012	29/10/2013	continua	
	PZ13P	04/02/2012	29/10/2013	continua	
	PZ13S	04/02/2012	29/10/2013	continua	
	PZ35P	04/02/2012	29/07/2013	continua	
	PZ35S	04/02/2012	29/07/2013	continua	
	PZ77P	04/02/2012	11/07/2013	continua	
	PZ77S	04/02/2012	11/07/2013	continua	
CLINO NO- METRI interni alle pa-	IN_P12	25/01/2010	01/08/2011	1-2 letture al mese	41
	IN_P12_1	26/08/2011	04/04/2014	1-2 letture al mese	43

	IN_P13	25/01/2010	08/11/2013	1-2 letture al mese	49
	IN_P26	25/01/2010	04/04/2014	1-2 letture al mese	45
	IN_P3	25/01/2010	19/07/2010	1-2 letture al mese	38
	IN_P3_1	26/08/2011	12/10/2012	1-2 letture al mese	33
	IN_P4	22/02/2012	04/04/2014	1-2 letture al mese	19
	IN_P5	25/01/2010	12/10/2012	1-2 letture al mese	48
	IN_P6	22/02/2012	04/04/2014	1-2 letture al mese	22
	IN_P41	22/02/2012	30/04/2014	1-2 letture al mese	22
	IN_P42	22/02/2012	30/04/2014	1-2 letture al mese	22
	IN_P61	27/01/2010	02/07/2010	1-2 letture al mese	45
	IN_P64	27/01/2010	15/11/2013	1-2 letture al mese	46
	IN_P74	27/01/2010	26/03/2014	1-2 letture al mese	42
	IN_P75	28/01/2010	26/03/2014	1-2 letture al mese	47
	IN_P83	28/01/2010	16/04/2014	1-2 letture al mese	47
	IN_P84	28/01/2010	01/08/2011	1-2 letture al mese	47
	IN_P84_1	26/08/2011	16/04/2014	1-2 letture al mese	47
INCLINOMETRI esterni all'area di scavo	EI2	13/05/2009	09/07/2014	1-2 letture al mese	53
	EI5	13/05/2009	29/07/2014	1-2 letture al mese	54
	IN1	13/05/2009	25/07/2011	1-2 letture al mese	54
	IN1_1	26/08/2011	07/05/2014	1-2 letture al mese	44
	IN3	25/05/2009	29/07/2014	1-2 letture al mese	45
	IN4	13/05/2009	16/07/2010	1-2 letture al mese	54
	IN4_1	26/08/2011	16/04/2014	1-2 letture al mese	50
	IN6	13/05/2009	25/07/2011	1-2 letture al mese	54
CAPOSALDI	IN6_1	26/08/2011	16/04/2014	1-2 letture al mese	47
	CS01-216	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
	CS02-216	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
	CS03-215	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
	CS04-215	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0

CS05-207	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS06-207	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS07-207	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS08-207	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS09-207	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS10-1	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS11-1	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS12-1	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS13-1	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS14-202	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS15-202	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS16-202	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS17-V1	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS18-V1	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS19-V1	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS20-V1	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS21-V2	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS22-V2	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS23-V2	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS24-V2	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS25-V2	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS26-V2	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS27-V3	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS28-V3	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS29-V3	18/09/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS30-CA	07/05/2013	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS31-CA	08/05/2013	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS32-CA	09/05/2013	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0
CS33-CA	10/05/2013	28/04/2014	2-3 letture a settimana	0

STAFFE LIVELLOMETRICHE	STL20-202	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL19-202	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL18-202	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL17-202	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL16-1 sostituito con STL16A-1	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL15-1 sostituito con STL15A-1	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL14-1 sostituito con STL14A-1	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL13-1 sostituito con STL13A-1	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL12-207	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL11-207	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL10-207	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL09-207	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL08-207 / STL08A-207	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL07-215	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL06-215	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL05-215 / STL05A-215	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL04-215 / STL04A-215	14/10/2008	20/01/2012	2-3 letture a settimana	-2
	STL03-215/STL03A-215	14/10/2008	21/12/2012	2-3 letture a settimana	-2
	STL02-1	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2
	STL01-1	14/10/2008	28/04/2014	2-3 letture a settimana	-2

Allegato2

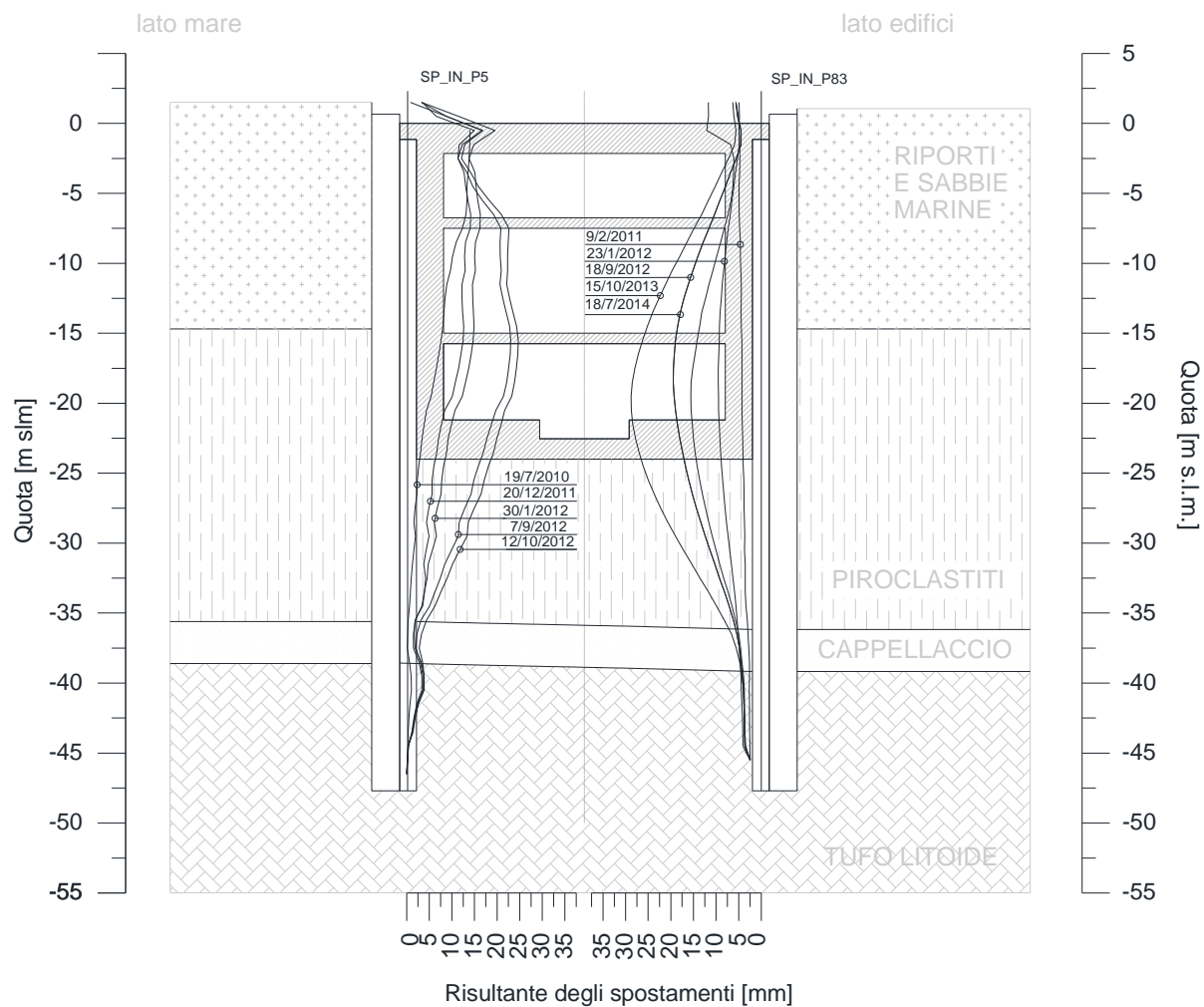


Figura 2.1: Sezione inclinometrica 1-1' (lato Ovest)

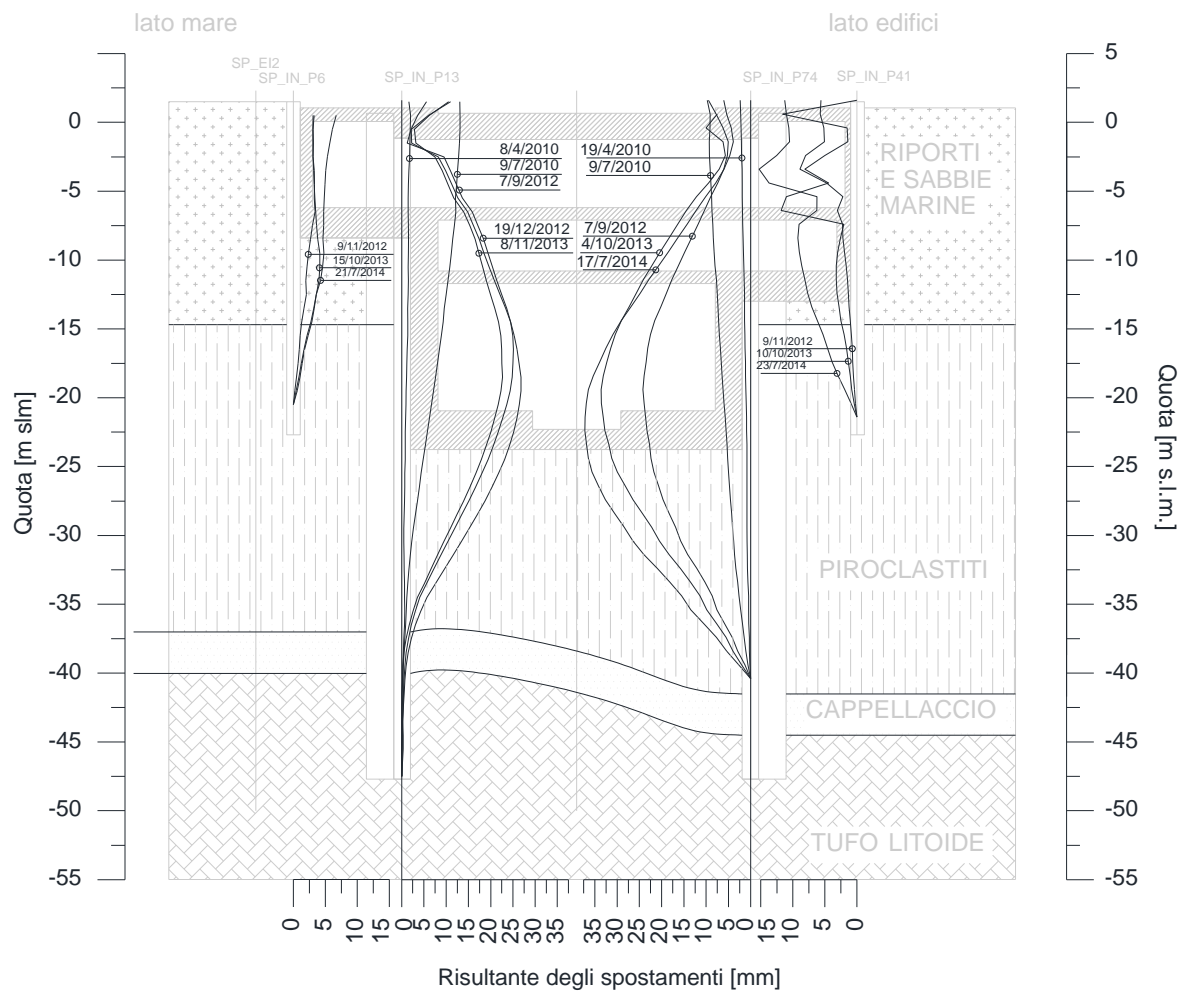


Figura 2.2: Sezione inclinometrica 2-2' (mezzeria)

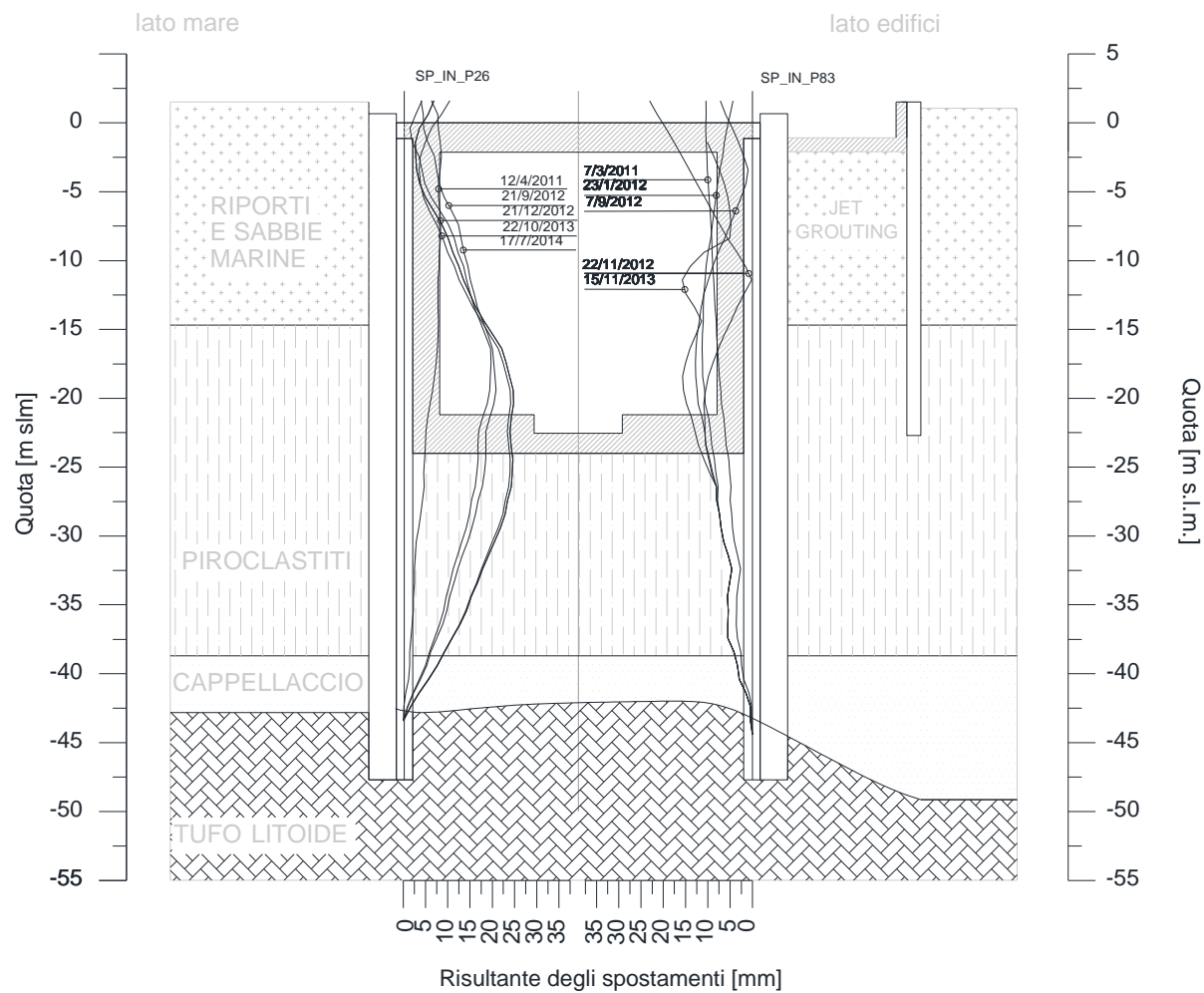
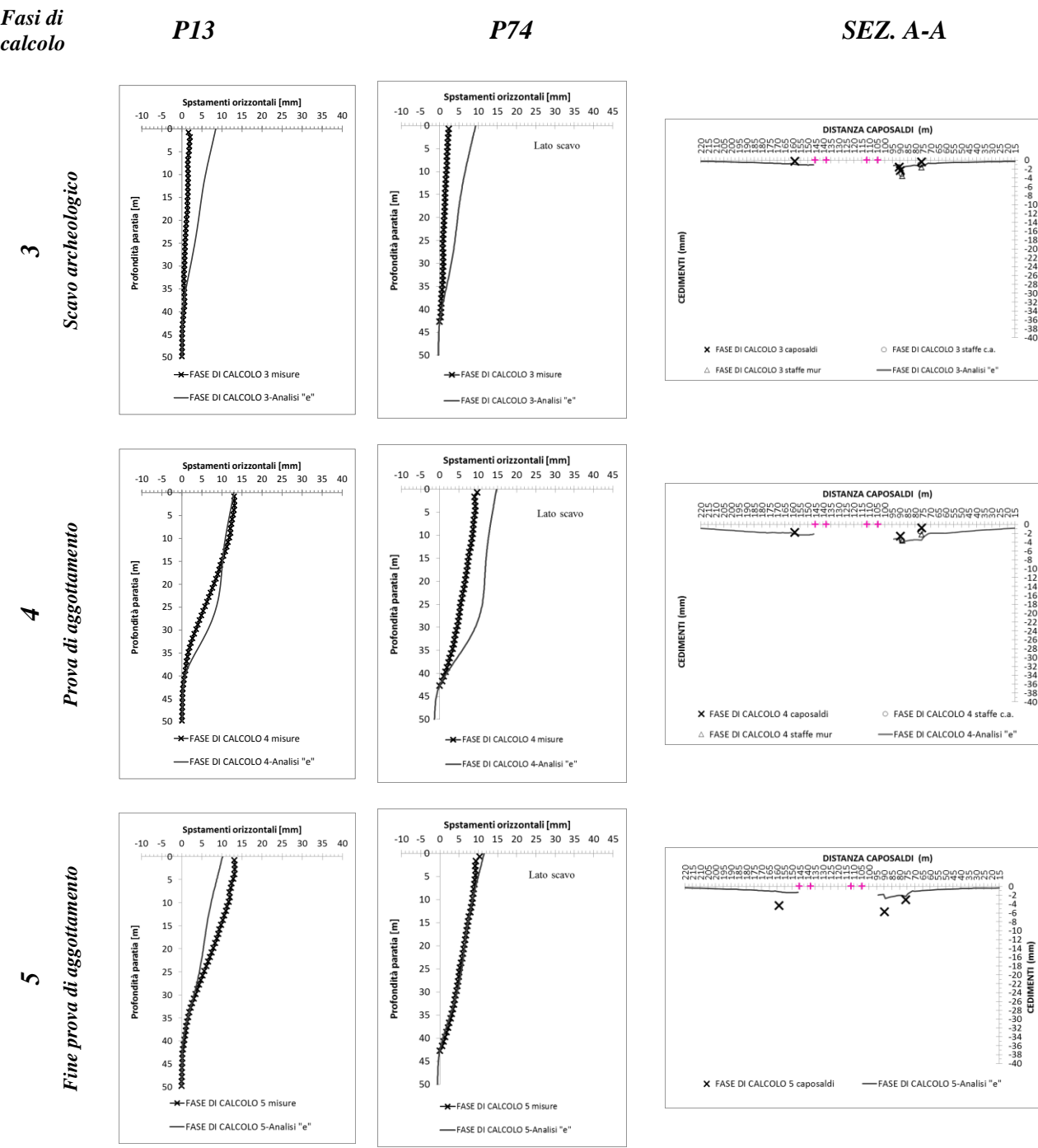


Figura 2.3: Sezione inclinometrica 3-3' (lato Est)

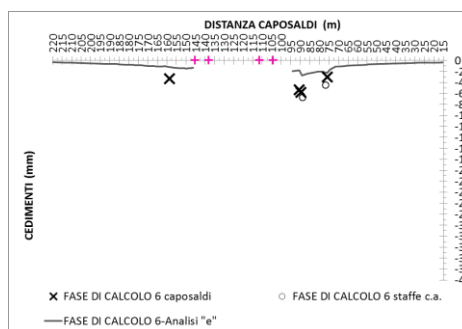
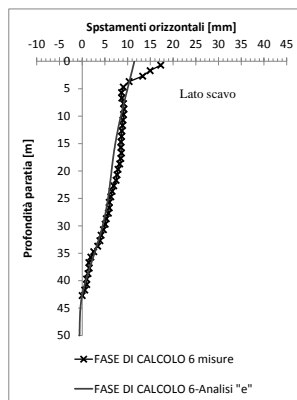
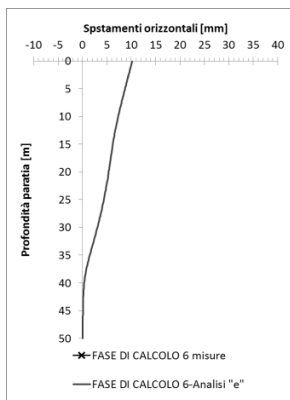
Allegato 3

Tabella 3.1: Risultati analisi “e” per le fasi di calcolo dell’opera confrontati con le misure



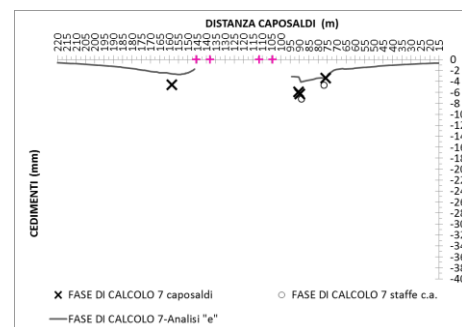
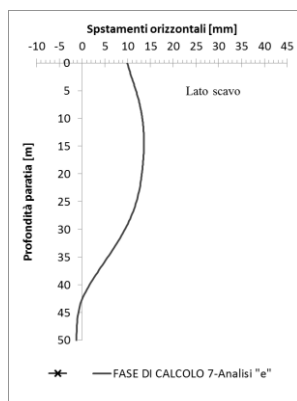
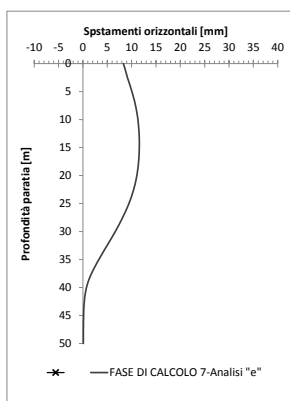
6

Solettone di copertura



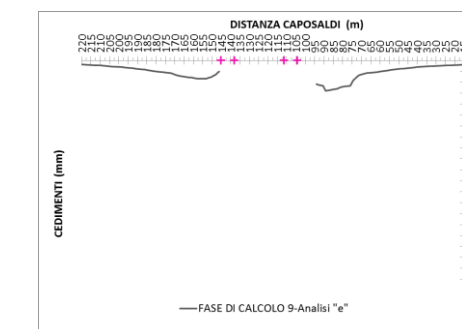
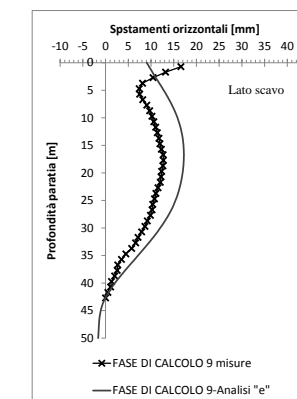
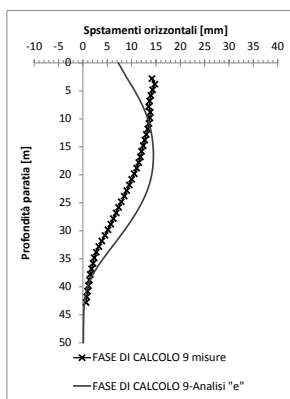
7

Scavo pozzo principale prof. 8 m



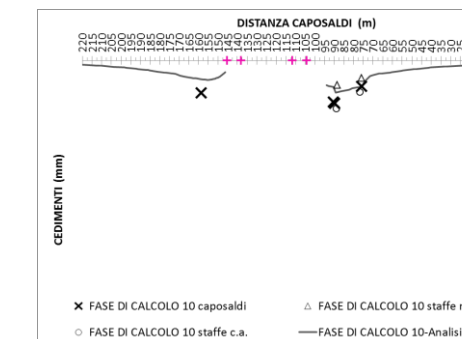
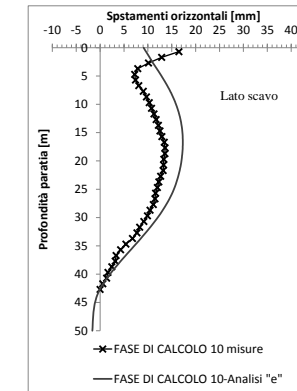
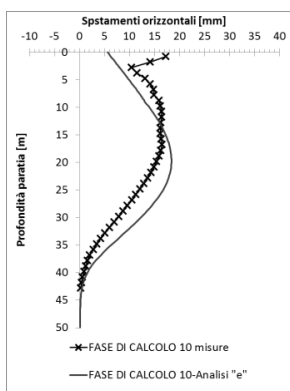
9

Tunnel e scavo pozzo princ. prof. 10 m



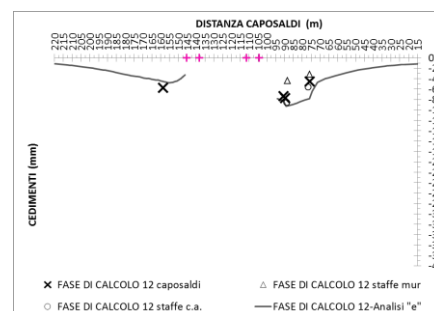
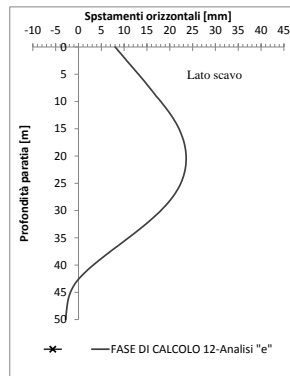
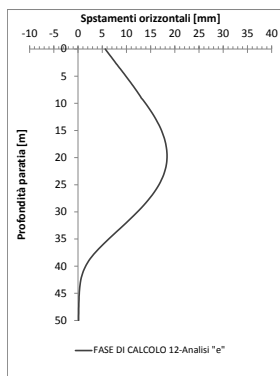
10

I solaio



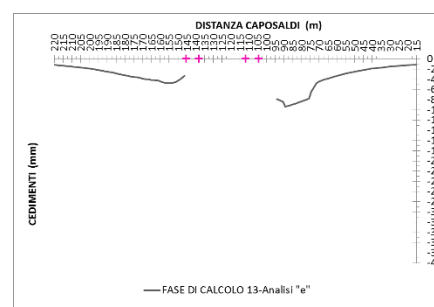
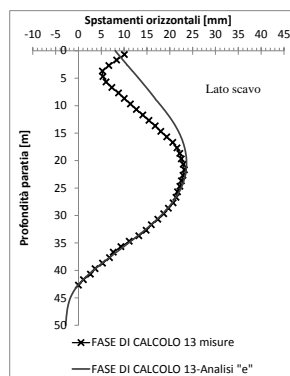
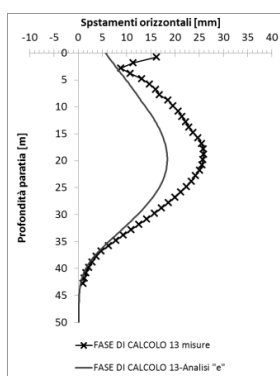
12

Scavo pozzo principale prof. 14 m



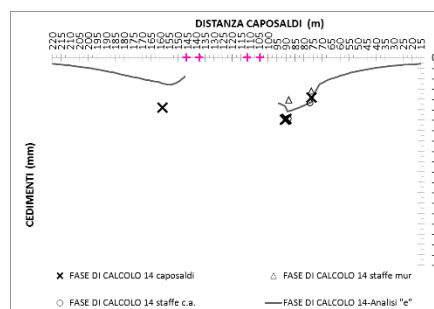
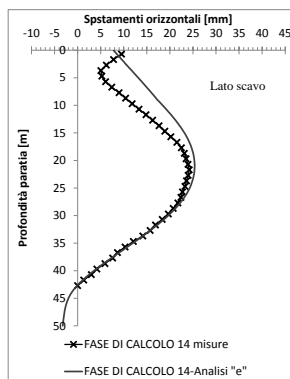
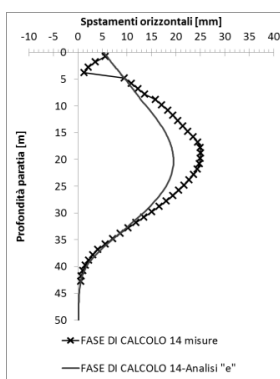
13

II solaio



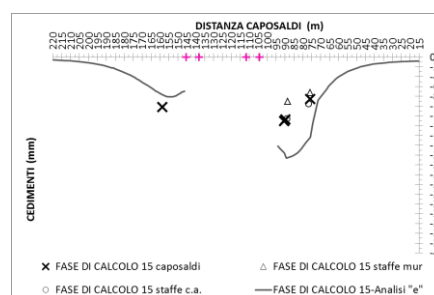
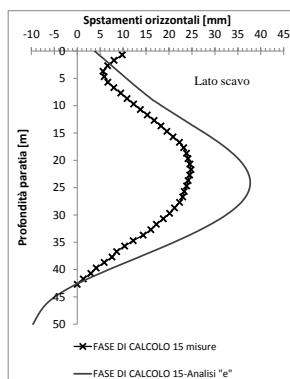
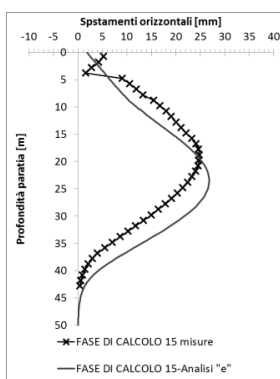
14

Scavo pozzo principale prof. 17 m



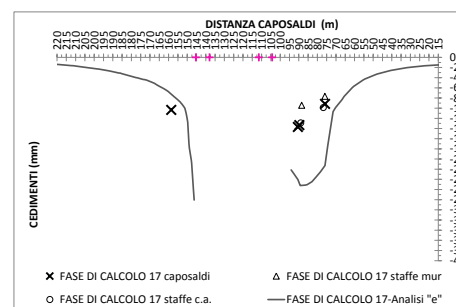
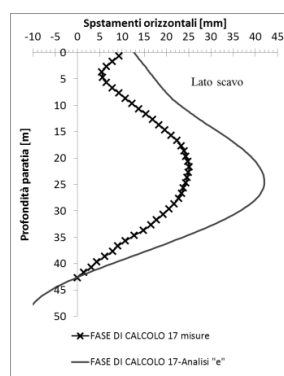
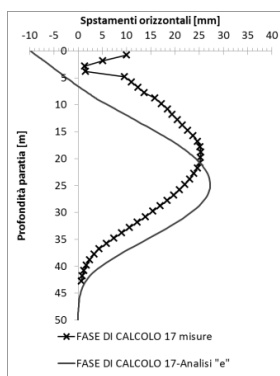
15

Scavo pozzo principale prof. 27 m



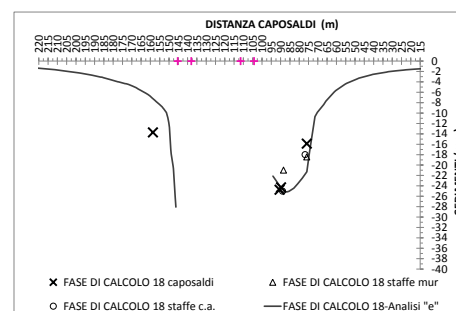
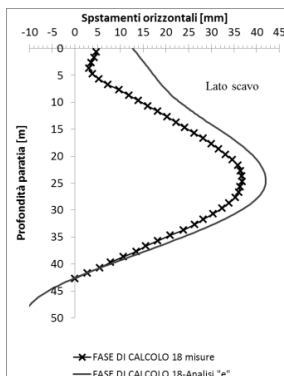
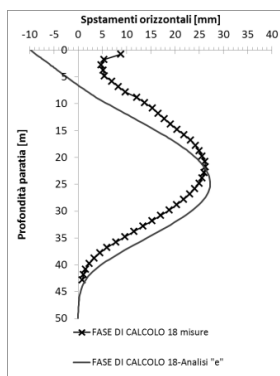
17

Scavo discenderia mare



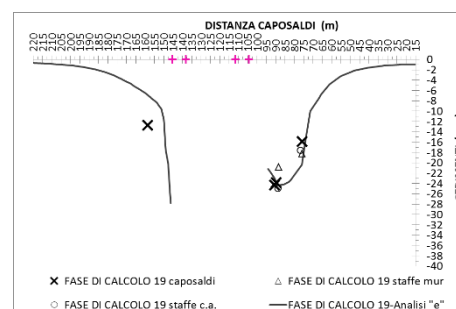
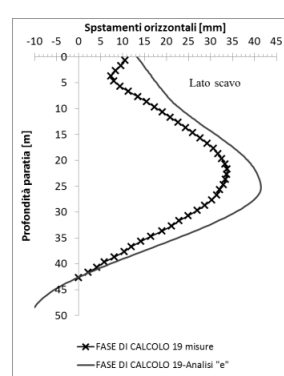
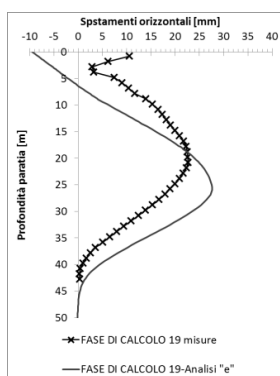
18

Solettone di fondo



19

Chiusura pozzi di aggotamento



21

Scavo discenderia edifici

